

Riku Junno

LUHTITALOKONSEPTIN BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU

LUHTITALOKONSEPTIN BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU

Riku Junno
Opinnäytetyö
Syksy 2017
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Oulun ammattikorkeakoulu

TIIVISTELMÄ

Tekijä: Riku Junno

Opinnäytetyön nimi: Luhtitalon betonirakenteet

Työn ohjaaja: Antti Ukonmaanaho

Työn valmistumislukukausi ja -vuosi: Syksy 2017

Sivumäärä: 80+2

Tämän opinnäytetyön toimeksiantajana toimii Lehto Group Oyj. Yritys on suunnitellut uutta betonirunkoista luhtitalokonseptia, ja tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli kehittää toimeksiantajalle selvitys koskien kyseisen konseptin betonirakenteita. Työ on ohjeellinen ja siinä suunniteltiin rakenteet, niiden käyttötapa erilaisissa rakennusmalleissa sekä mitoitettiin valittujen rakenteiden kestävyys. Luhtitaloissa käytettävät betonirakenteet ovat kantavat seinät, anturaperustukset, jäykistävät rakenteet sekä sokkelipalkki, joka kantaa puurakenteista ulko-kuorta. Rakennuksen väli- sekä yläpohjaksi valitun ontelolaattatyypin soveltuvuutta tutkittiin myös.

Työ koostuu kahdesta osiosta: teoreettisesta viitekehyksestä sekä toteutetusta suunnittelusta. Teoreettisessa viitekehyksessä käsiteltiin betonirakenteita sekä rakenteiden suunnittelussa huomioon otettavia asioita. Teoriassa käsiteltiin seuraavia luhtitalossa käytettäviä rakenteita: rakennuksen väli- sekä yläpohja, kantavat seinät, jäykistäminen, sokkelipalkki ja anturaperustukset. Osiossa käsiteltiin myös suunnittelua koskevia vaatimuksia sekä kunkin rakenteen mitoituksen kulkua. Esimerkkimitoitukset toteutettiin suunnitteluosiossa.

Suunnitteluosiossa sovellettiin teoreettisessa viitekehyksessä käsiteltyjä vaatimuksia sekä mitoitusta. Mitoituslaskelmissa noudatettiin eurokoodia sekä kansallisia suosituksia. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013 sekä osa 2 2014 toimivat ohjeena laskelmissa. Teoreettisen viitekehyksen pohjalta luotiin suunnitteluohje, jossa suunniteltiin käytettävät betonirakenteet sekä analysoitiin niiden kestävyyttä. Tulokset ovat ohjeellisia ja suunniteltu soveltumaan mahdollisimman useissa tapauksissa, mutta jokainen rakennus on kuitenkin tarkasteltava itsenäisenä. Työssä toteutettujen esimerkkilaskelmien pohjalta toimeksiantaja voi alkaa toteuttaa tätä konseptia.

Asiasanat: betonirakenne, elementti, mitoitus, luhtitalo

ABSTRACT

Oulu University of Applied Sciences
Civil Engineering

Author: Riku Junno

Title of thesis: Concrete Structures of Loft Apartment

Supervisor: Antti Ukonmaanaho

Term and year when the thesis was submitted: Autumn 2017 Pages: 80+2

This work was commissioned by Lehto Group PLC. The purpose of this thesis was to create a draft of a concrete frame of loft house concept.

The work consists of theoretical and practical sections. Regulations of Eurocode and national recommendations worked as a base for designing and dimensioning. The results of this work are draft designs and structural analysis for chosen concrete structures of loft apartments. The results of this thesis will enable Lehto Group PLC to start more specific designing with this loft concept.

Keywords: concrete structure, element, dimensioning, loft house

ALKULAUSE

Tämä opinnäytetyö on toteutettu Lehto Group Oyj Oulun toimistolle.

Haluan kiittää Lehto Group Oyj:n puolesta toiminutta asiantuntijaa Urho Myllymäkeä mielenkiintoisesta opinnäytetyön aiheesta sekä Oulun ammattikorkeakoulun puolesta valvonutta Antti Ukonmaanahoa asiantuntevasta ohjauksesta.

Oulussa 20.9.2017

Riku Junno

SISÄLLYS

1 JOHDANTO	10
2 BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELUN PERUSTEET	11
2.1 Eurokoodi	11
2.2 Ontelolaatat	12
2.3 Betoniseinät	13
2.4 Jäykistysjärjestelmä	14
2.5 Sokkelipalkki	15
2.6 Anturat	15
3 BETONIRAKENTEIDEN MITOITUS	18
3.1 Ontelolaatat	18
3.1.1 Laattatyypin valinta	19
3.1.2 Sijoittelu	23
3.2 Betoniseinät	23
3.2.1 Huoneistojen väliset seinät	24
3.2.2 Päätyseinät	28
3.3 Jäykistys	31
3.3.1 Mastoseinä	32
3.4 Sokkelipalkki	40
3.4.1 Sokkelipalkin mitoitus	42
3.5 Anturat	49
3.5.1 Seinäanturaelementti	49
3.5.2 Paikallavalettava seinäantura	58
3.5.3 Sokkelipalkin anturaelementti	62
3.5.4 Mastoseinän antura	64
4 YHTEENVETO	70
5 POHDINTA	74
6 LÄHTEET	77
7 LIITTEET	80

SANASTO

A_s	raudoituksen poikkileikkausala
b	poikkileikkausmitta; leveys
C_{nom}	betonipeitteen nimellisarvo
d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus
e	epäkeskisyys tai pohjapaineen resultanttipiste
e_0	ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyys
e_i	lisäepäkeskisyys
e_{tot}	epäkeskisyyksien summa
f_{bd}	betoniteräksen tartuntalujuus
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{cd,pl}$	raudoittamattoman betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{ctk,0,05}$	betonin vetolujuuden 5 %:n fraktiili
f_{teff}	betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan
f_{yd}	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{yk}	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
G_k	pysyvän kuorman ominaisarvo

h_f	poikkileikkausmitta; korkeus
h	seinän paksuus
i	jäyhyyssäde
k	kerroin; kilo tai raudoituksen jako
L_b	ankkurointipituus
L_0	nurjahduspituus
m	metri
M_{Ed}	mitoitustaivutusmomentti
m_{ek}	halkaiseva momentti
m_{Rcr}	halkaisevan momentin kestävyys
mm	millimetri
N	newton
N_{Ed}	normaalivoiman mitoitusarvo
N_{Rd}	normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo
Q_k	muuttuvien kuormien ominaisarvo
T	harjateräs
W	taivutusvastus
z	poikkileikkauksen sisäisten voimien momenttivarso
α	kulma
α_h	kerroin
α_m	kerroin

α_{cc}	betonin puristuslujuuden pienennyskerroin
$\alpha_{cc,pl}$	betonin puristuslujuuden kerroin
$\alpha_{ct,pl}$	betonin vetolujuuden kerroin
α_{ct}	betonin vetolujuuden kerroin
β	puristuspinnan suhteellinen korkeus
β_{bd}	β Tasapainoraidoitettussa poikkileikkauksessa
γ_c	betonin osavarmuusluku
γ_s	betoniteräksen osavarmuusluku
η	lujuuskerroin
η_1	tartuntaolosuhteista ja tangon sijainnista riippuva kerroin
η_2	harjatangon halkaisijan suuruudesta riippuva kerroin
θ	kerroin
λ	hoikkuusluku
λ_{lim}	hoikkuuden raja-arvo
μ	suhteellinen momentti
σ_{sd}	betoniteräksen mitoitusjännitys
\emptyset	betoniterästangon halkaisija

1 JOHDANTO

Tämä opinnäytetyö on suunnittelutyö ja toteutettu Lehto Group Oyj:n tilauksesta. Yritys on aiemmin toteuttanut puurunkoisia luhtitaloja ja alkaa nyt suunnitella myös betonirunkoisia. Luhtitalo on kerrostalotyyppi, joissa huoneistoihin kuljetaan asuntojen ulkopuolella olevaa lämmittämätöntä luhtikäytävää pitkin. Työssä käsiteltävät luhtitalot ovat enintään neljäkerroksisia, ja huoneistomallit ovat Lehto Groupin aiemmin suunnittelemat.

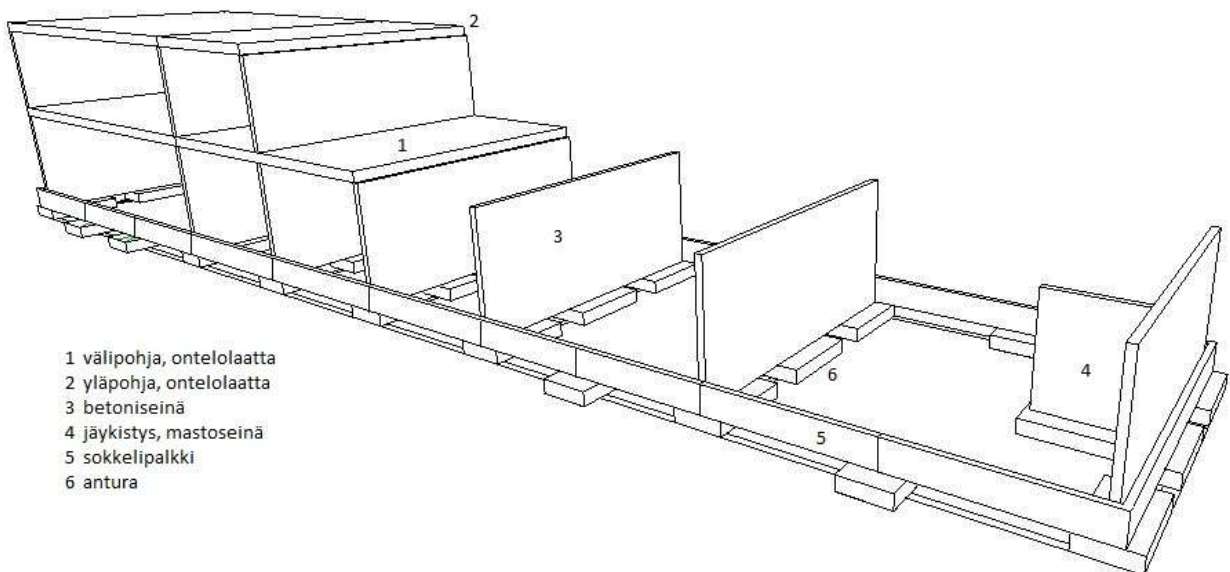
Tässä työssä suunnitellaan betoniset esimerkkirakenteet, joita ovat kantavat seinät, välipohja, anturat, sokkeli sekä jäykistävät rakenteet. Lisäksi tutkitaan mahdollisuutta toteuttaa rakennuksen anturaperustukset elementtirakenteena. Työssä saadut rakennemallit sekä laskelmat ovat esimerkkinä toimeksiantajalle ja toimivat pohjana kehitteillä olevalle luhtitalokonseptille. Rakenteiden suunnittelu on tehty toimeksiantajan kanssa käytyjen keskustelujen perusteella sekä Suomessa käytettävän Eurokoodin ja kansallisten liitteiden mukaan.

Ongelmana on rakennuksen mallin suuri vaihtelevuus, mikä vaikeuttaa kuormitustapauksen valintaa. Työssä mitoitusperusteena on etsitty raskainta kuormitusta, jotta tulokset soveltuisivat mahdollisimman useasti valittuun rakennukseen. Työssä on vapaus valita käytettävät rakenteet, mikä osaltaan myös hidasti suunnittelua.

2 BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELUN PERUSTEET

Tässä luvussa käydään läpi luhtitalokonseptin rakenteiden suunnittelun teoriaa ja mitoituksien kulun perusteita. Jokaista rakennetta käsitellään erikseen omissa luvuissaan. Rakenteiden mitoituksissa noudatetaan eurokoodia sekä kansallisia suosituksia. Rakenteiden suunnittelussa käytettävät kaavat on sisällytetty mitoitusta käsittelevään lukuun.

Lähtötietoina rakennesuunnittelussa toimivat arkkitehdin laatimat rakennussuunnitelmat, joiden perusteella rakennesuunnittelija suunnittelee rakennuksen kantavan rakennejärjestelmän sekä rakenneosat (kuva 1). Rakennukseen ja rakenteisiin kohdistuva kuormitus sekä voimasuureet lasketaan, ja niiden perusteella mitoitetaan rakenneosat. Suunnittelijan tehtävänä on myös luoda rakennesuunnitelmat. Rakennekokonaisuus tarkentuu suunnittelun edetessä ja saaduista vaihtoehdoista valitaan kohteeseen parhaiten sopivat ratkaisut. (2, s. 13.)



KUVA 1. Työn luhtikonseptin betonirakenteiden periaatekuva

2.1 Eurokoodi

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia eurooppalaisia standardeja. Eurokoodisarja koostuu tällä hetkellä 58 osasta. Eurokoodit kattavat varmuuden määrittämisperiaatteet, erilaiset kuormat kuten hyöty-, lumi- ja tuuli-,

lämpö-, onnettomuus- ja nosturikuormat. Rakennusmateriaaleille on omat yksityiskohtaiset ohjeet. (1.)

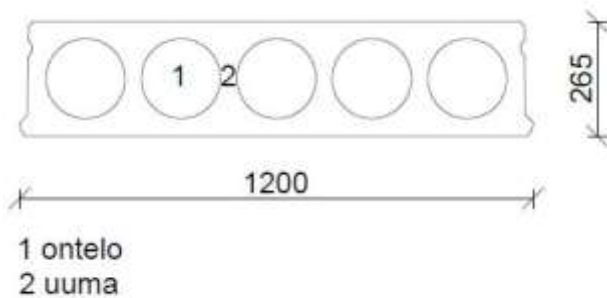
Standardien soveltaminen eri maissa vaatii kansallisten liitteiden (NA) laatimista. Suomessa näiden kansallisten liitteiden laatimisesta vastaa Ympäristöministeriö talonrakentamisen ja Liikennevirasto siltojen osalta. (1.)

2.2 Ontelolaatat

Tässä työssä väli- ja yläpohjat on valittu toteutettaviksi ontelolaatoilla. Välipohja tarkoittaa kerrosten välistä vaakatasossa olevaa rakennetta, yläpohja ylimmän kerroksen yläosan vaakatasossa olevaa rakennetta. Ontelolaatta on yleisin elementtilaattatyyppi, jota käytetään betonirunkoisissa rakennuksissa. Ontelolaatat valitaan taulukkomitoituksella tarkastelemalla jänneväliä sekä kuormitusta murtorajatilassa (MRT). Laataston päälle tuleva kuorma syntyy laatan päälle asennettavasta askeläänieristeestä, pintavalusta sekä hyötykuormasta. Ontelolaattojen jännepunoksia ei mitoiteta tässä työssä, koska ontelolaattojen toimittaja tekee sen. (13.)

Alustava laattavalinta tehdään kuormien ja ontelolaatan pituuden perusteella ontelolaattojen kantokykytaulukosta. Tämän työn ontelolaattoihin on suunniteltu 70 mm:n syvyinen ja noin 2 200 mm pitkä syvennys kylpyhuone-elementtiä varten ja valitun laatan soveltuminen tarkastetaan kantokykytaulukoiden avulla. (13.)

Uumalla tarkoitetaan onteloiden väliin jäävää osaa, jossa jännepunokset pääosin sijaitsevat (kuva 2). Ontelolaatan uumien katkaisemista koskevat seuraavat säännökset: viisienteloisesta laatasta voi katkaista enintään kaksi uumaa, kun laatan leveys on 751 – 1200 millimetriä. Laatan päihin on jätettävä vähintään 900 millimetriä ehjää laattaa, jotta laatta voidaan nostaa normaalisti saksinostimella. Ontelolaatan uumien katkaisemista koskevat seuraavat säännökset: viisienteloisesta laatasta voi katkaista enintään kaksi uumaa, kun laatan leveys on 751 – 1200 millimetriä. Laatan päihin on jätettävä vähintään 900 millimetriä ehjää laattaa, jotta laatta voidaan nostaa normaalisti saksinostimella. (6, s. 12-13)



KUVA 2. O27 ontelolaatan poikkileikkaus

Rakenteiden palotekniset vaatimukset on selvitettävä vaatimusten mukaan, normaalisti ontelolaatta suunnitellaan luokkaan REI60. Yläpohja toteutetaan ontelolaattana palon osastointivaatimusten mukaan. Yläpohjassa käytettävä ontelolaatta voi olla kevyempi kuin välipohjassa pienemmän kuormituksen takia. (13.)

Paloluokka P2 rajoittaa asuinrakennuksen kerroslukumäärän enintään kahdeksaan. Kolme- ja neljäkerroksinen rakennus voi olla enintään 14 metriä korkea, mitattaessa rakennuksen julkisivupinnan sekä vesikaton leikkausviivan korkeus maasta. Kerrosala yli kaksikerroksisessa talossa voi olla enintään 12 000 neliömetriä. P2-paloluokka määrittää 3–8-kerroksisten rakennuksien osastoivat rakenteet luokkaan EI60 sekä kantavat rakenteet luokkaan REI60, kaksikerroksisissa EI30 ja REI30. Paloluokissa luku tarkoittaa palonkestävyyss aikaa minuutteina, R tarkoittaa rakenteen kantavuutta, E tiiveyttä ja I lämmön eristävyttä. (7, s. 11.)

2.3 Betoniseinät

Seinien tehtävä on ensisijaisesti toimia pystykannattajina rakennuksen rungolle ja jäykistävänä rakenteena. Seinä toimii pilarin tavoin pystykannattajana, mutta se voi nurjahtaa vain yhdessä suunnassa. Seinät toimivat jäykisteenä oman tasonsa suunnassa. (3, s. 155.)

Eurokoodi ei määritä betoniseinien paksuudelle vähimmäisarvoa. Paksuus määritellään rakenteellisen kestävyuden, palokestävyuden ja äänieristysvaatimusten mukaan. (3, s. 156.)

Useissa tapauksissa huoneistojen väliset betoniset seinät voidaan toteuttaa raudoittamattomina alhaisten kuormitusten, kuormien keskeisyyden ja pienen hoikkuuden takia. Seinien paksuus määräytyy usein muiden kuin kantavuusvaatimusten mukaan. (3, s. 173.) Kerrostaloihin suositellaan huoneistojen välisten betoni-seinien paksuudeksi aina 200 millimetriä. Ulkoseinärakennetta ei koske samat äänieristysvaatimukset, joten se voi olla 150 millimetriä. Näitä arvoja käytetään myös tässä rakennuksessa. (8.)

Betoniseinien mitoitus etenee seuraavalla periaatteella: valitaan tarkasteltavan rakenteen mitat ja rakenteen materiaaliominaisuudet sekä valitaan kuormituksen epäkeskisyys seinän pysty akselin suhteen. Lasketaan kuormituksen mitoitusarvo mitoittavalle seinälle. Tarkastetaan seinän normaalivoimakkestävyys poikkileikkaustietojen ja materiaalin lujuusominaisuuksien mukaan. Lasketaan seinän hoikkuusluku ja tarkistetaan sen soveltuvuus enimmäishoikkuuden suhteen, joka määräytyy rakenteen ominaisuuksien mukaan. Lasketaan kuorman mittatarkkuudesta ja epäkeskisyydestä johtuva lisäkuorma ja tarkastetaan normaalivoiman kestävyys. (3, s. 173–177.) Mitoitusta käsitellään tarkemmin luvussa 3.2.

2.4 Jäykistysjärjestelmä

Jäykistysjärjestelmän tehtävä on vaakasuuntaisten kuormien siirtäminen perustuksiin ja maapohjaan. Jäykistäminen varmistaa rakenteen staattisen tasapainon, toisin sanoen sen, että rakennus ei kaadu. Tämän työn rakennemalli jäykistetään mastoseinäperiaatteella, jossa rakennuksen seinät toimivat jäykistävinä rakenteina. Mastoseinä mitoitetään ulokepalkkina, eli palkki on jäykästi tuettu yhdestä päästä, toinen pää on vapaa. Vaakasuuntaiset kuormat muodostuvat päätyjen tuulikuormista sekä rakenteiden vinoudesta johtuvasta kuormituksesta. (4.)

Mastoseinän mitoitus etenee seuraavalla tavalla: valitaan rakennuksen malli sekä mastoseinän mitat, materiaaliominaisuudet ja alustava raudoitus. Lasketaan mitoitusmomentti tuulikuormasta ja rakenteiden vinoudesta. Mitoitetaan tarvittavan vetoraudoituksen poikkipinta-ala ja valitaan raudoitus. Tarvittaessa mitoitetaan puristusraudoitus. Valitaan ja mitoitetaan leikkausraudoituksen haka- väli. Tarkistetaan rakenteen leikkauskestävyys. (15, s.1–2. 2, s. 90–99.) Mitoitusta käsitellään tämän työn aiheen kannalta tarkemmin luvussa 3.3.

2.5 Sokkelipalkki

Sokkelipalkki kannattelee luhtitalon puurunkoisen kuoren painoa. Palkit ovat saumaisia rakenteita, joihin kuormitus vaikuttaa pääsääntöisesti kohtisuoraan pituusakselia vastaan. Kuormitus aiheuttaa ensisijaisesti taivutus- sekä leikkausrasitusta ja myös vääntörasitusta. (2, s. 81.)

Palkki mitoitetaan staattisesti määrättynä kaksitukisena rakenteena. Tällöin voimasuureet eivät riipu rakenteen ominaisuuksista, vaan lasketaan jäykän kappaleen statiikalla tasapainoehtoja noudattaen. (2, s. 84.)

Sokkelipalkin suunnittelu alkaa lähtötietojen määrittelystä, eli mitä ovat palkin rakennemalli, kuormat ja kuormitusyhdistely ja rakenteen rasitusluokka. Alustavasti määritellään poikkileikkauksen mitat sekä voimasuureet, eli leikkaus- sekä puristusvoima. Mitoituksessa määritellään poikkileikkauksen mitat, materiaalin lujuusluokat sekä raudoitus. Taivutus-, leikkaus- ja vääntörasitus sekä raudoituksen ankkurointimitoitus tehdään murtorajatilassa (MRT). Käyttörajatilassa (KRT) tarkistetaan halkeamaleveys, taipuma, raudoituksen jännitys ja betonin jännitys sallituissa rajoissa. Mitoituksessa noudatetaan eurokoodia. (2, s. 90–99.) Sokkelipalkin mitoistusta käsitellään tarkemmin luvussa 3.4.

2.6 Anturat

Anturoiden tarkoitus on jakaa niiden päälle tulevien rakenteiden kuorma maahan sekä luoda tasainen ja vahva rakennusala. Tässä työssä anturat sijoitetaan huoneistojen väliseinien kohdalle, puu-ulkokuoria kannattavien betonisten sokkelipalkkien alle sekä mastoseinien alle (13). Anturat voivat olla paikalla valettavia ja nauhamaisesti koko matkalla tai elementteinä.

Anturan suunnitteluun vaikuttaa siihen kohdistuva kuormitus eli rakennustekninen osa sekä maaperän kantokestävyys eli geotekninen osa. Tässä työssä tutkitaan rakenneteknistä osaa. Anturoita voidaan suunnitella raudoittamattomana tai raudoitettuna, eli teräksillä vahvistettuna. (3, s. 179.)

Perustuksien osat mitoitetaan siten, että ne kestävät murtumatta niihin kohdistuvat rasitukset murtorajatilassa (MRT) sekä halkeamat ja muodonmuutokset pysyvät sallitulla tasolla käyttörajatilassa (KRT). Pohjapaineen jakautuminen maanvaraisessa anturassa riippuu maapohjan laadusta, kuormituksesta sekä anturan jäykkyydestä. Lisäksi perustamissyvyydellä ja viereisen alueen kuormituksella on merkitystä pohjapaineen jakautumisessa. (3, s. 179.)

Oletuksena on, että seinäantura sekä siihen liittyvä perusmuuri muodostavat niin jäykän rakenteen pituussuunnassa, ettei taivutusmitoitusta tarvitse tehdä. Poikkeuksena olisivat isot ikkuna- ja oviaukot, jolloin sovellettaisiin palkin mitoitusta kyseisessä kohdassa. Rakennetekninen mitoitus tehdään anturan poikittaisessa suunnassa. Mikäli anturan paksuuden ja vapaan reunamitan suhde on riittävä, voidaan antura tehdä ilman poikittaista raudoitusta. Poikittaisessa raudoituksessa mitoitetaan itse raudoitteen lisäksi leikkausmitoitus sekä ankkuroinnin tarkistus. (3, s. 183.)

Raudoittamattomassa seinäanturassa voidaan pituussuuntaisena raudoituksena käyttää raudoituksen vähimmäisraudoitusta. Kun anturan leveys kasvaa niin suureksi, ettei paksuuden kasvatus ole enää mielekästä, anturaan mitoitetaan poikittainen raudoitus (3, s. 174).

Tässä työssä yhtenä tarkoituksena on tutkia mahdollisuutta käyttää anturaperustuksissa elementtiratkaisua, jota pystytään käyttämään mahdollisimman useissa tapauksissa betoniseinien alla. Mikäli valitun seinäanturaelementin pohjapaine joissain paikoissa ylittää maan geoteknisen kestävyuden, joudutaan kyseiseen paikkaan mitoittamaan yhtenäinen paikallavalettava antura tai käyttämään jopa paalutusta. Anturoille tuleva kuorma vaihtelee rakennemallin mukaan. Mitä isompien huoneistojen välinen seinäantura on kyseessä, sitä isompi on sen kuormitus. Samassa rakennuksessa voidaan siis käyttää anturaelementtejä sekä paikallaan valettuja anturoita betoniseinien alla. Lisäksi sokkelipalkkien alle mitoitetaan antura rajoittamaan palkkien jänneväliä. Elementeillä toteutettava antura on usein taloudellisesti tehokkaampi toteuttaa kuin paikallavalettu. (13.)

Anturoiden mitoitus etenee yleisesti seuraavalla tavalla: valitaan rakennuksen malli ja maaperän ominaisuudet eli lähtötiedot ja lasketaan anturaan kohdistuva

kuormitus sekä suunnitellaan anturan mitat. Lasketaan anturan pohjapaine ja verrataan sitä maaperän geoteknisiin ominaisuuksiin. Lasketaan anturan korkeus raudoittamattomana ja päätetään anturan korkeus ja arvioidaan raudoitusta. Lasketaan vähimmäis- sekä taivutusmomentin mukainen raudoitus. Lasketaan tankoväli tankovälisäännön mukaan. Tarkistetaan raudoituksen ankkurointi. Lopuksi mitoitetaan pituussuuntainen raudoitus. (3, s. 183–187.) Anturoiden mitoitus käsitellään tarkemmin luvussa 3.5.

3 BETONIRAKENTEIDEN MITOITUS

Tässä luvussa valitaan ja analysoidaan luhtitalokonseptin betonirakenteet. Jokaiselle työssä käsiteltävälle betonirakenteelle on oma lukunsa. Tavoitteena on suunnitella työssä käsitellyn luhtitalokonseptin betonirakenteet siten, että ne soveltuvat käytettäviksi mahdollisimman useissa tapauksissa. Ongelmana on rakennuksen mallin suuri vaihtelevuus, joka vaikeuttaa sopivan kuormituksen valintaa. Vaihtelevuus johtuu kerroslukumäärän sekä huoneistojen mallin vaihtelusta. Tässä työssä mitoituksissa käytetään usein suurinta kuormitusta.

3.1 Ontelolaatat

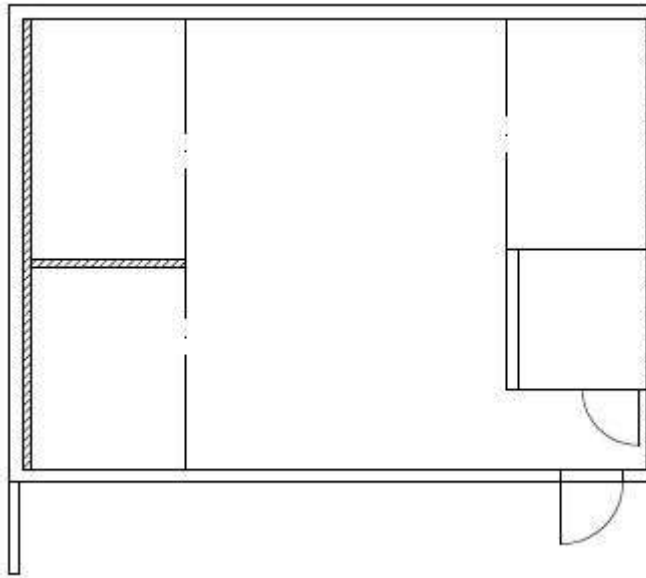
Toimeksiantajan pyynnöstä käytetään samaa ontelolaattatyyppiä koko rakennusmallissa. Välipohjan kantokyvyn suunnittelussa etsitään raskaimmin kuormitettu tapaus. Lisäksi laataston sijoittelu suunnitellaan eri syvyisille ja tyyppisille huoneistoille huomioiden läpivientien sijoittelu.

Ontelolaatat ovat tässä työssä käsiteltävän rakennusmallin pituussuunnassa ja ne ovat päistään tuettuja. Laatan pituus vaihtelee 4–10 metrin välillä ja yhden laatan leveys on 1,2 metriä. Lisäksi myös laataston leveyden vaihtelu huomioidaan suunnittelussa. Täysistä laatoista jäävä kaista on tarkoitus hyödyntää lvi-tekniikan läpivienneissä. Läpiviennin sijaintiin vaikuttaa tilaelementtinä valmistettava kylpyhuone, jossa putkistot ovat vakioiduilla paikoilla. (13.)

Täysistä laatoista jäävä väli voi olla 0–0,6 metriä. Tarvittaessa läpivienneille porataan reiät laatan läpi sen reunasta ja jos täysistä laatoista jäävä väli on yli 0,6 metriä, käytetään kavennettua laattaa. Kavennettu laatta sijoitetaan laataston reunaan, koska kavennetun laatan sahattu reuna jäisi muuten näkyviin alapuolelle. Ontelolaatta on kavennettava ontelon kohdalta sen kantokyvyn säilymisen takia. Laatoista jäävä vajaa kaista täytetään paikallavaluna. Ontelolaattojen sauma on näkyvissä huoneistosta katsottuna katossa, ja valettavasta kaistasta syntyvä esteettinen poikkeama pyritään piilottamaan väliseinien avulla. Valukais-tan ja ontelolaatan saumoista tehdään samanmuotoisia kuin normaalisti ontelo-laattojen välillä olevista. (13.)

3.1.1 Laattatyypin valinta

Laattatyypin valinta käydään luvun 2.2 mukaisesti. Pisin jänneväli, noin 10,0 metriä, löytyy neljähuoneisesta huoneistosta. Valitaan esimerkissä laataston leveyden mitaksi 7,3 metriä. Kylpyhuone-elementti sijoitetaan huoneiston luhtikäytävän puoleisen seinän sisäpuolelta mitattuna, etäisyydelle 1,5 metriä, esteettömyysvaatimuksen mukaan (kuva 3).



KUVA 3. Huoneiston pohjakuva

Välipohjalaatan pystysuuntaiset kuormat koostuvat hyötykuormasta sekä laataston päälle tulevasta eristeestä ja pintalaatasta. Yläpohjalaatan pystysuuntaiset kuormat koostuvat vesikattorakenteen aiheuttamasta kuormasta sekä lumikuormasta. Laatasto siirtää vaakasuuntaisia kuormia jäykistäville rakenteille, jotka muodostuvat tuulikuormasta ja rakenteiden vinoudesta aiheutuvista kuormituksista. Kuormien yhdistelyssä noudatetaan eurokoodia. $\gamma_g = 1,15$ pysyville kuormille ja $\gamma_q = 1,5$ muuttuville kuormille. Hyötykuormat ovat muuttuvia kuormia ja rakenteelliset kuormat pysyviä kuormia.

Hyötykuorma lasketaan kaavalla 1:

$$q_{Ed} = Q_k \times \gamma_q$$

KAAVA 1

jossa Q_k = kuorman ominaisarvo, γ_q = osavarmuusluku

$$q_{Ed} = 2 \frac{kN}{m^2} \times 1,5 = 3 \frac{kN}{m^2}$$

Pintavalun 80 mm sekä eristeen aiheuttama kuorma lasketaan kaavan 2 avulla:

$$g_{Ed} = G_k \times \gamma_g$$

KAAVA 2

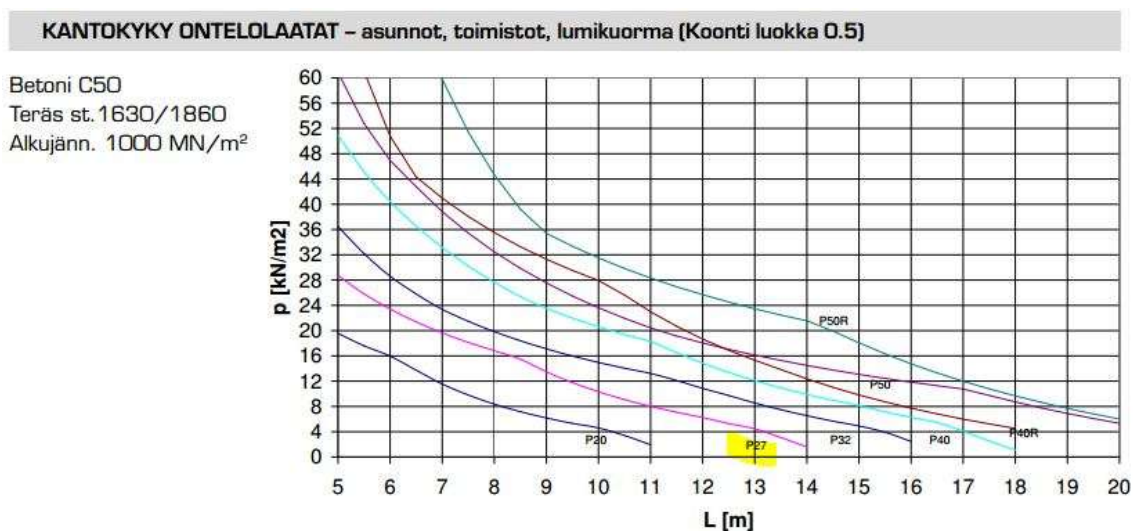
jossa G_k = kuorman ominaisarvo, γ_g = osavarmuusluku

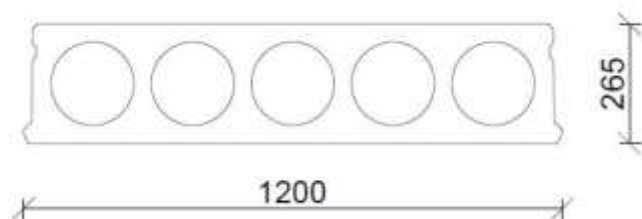
$$g_{Ed} = 2,5 \frac{tKg}{m^3} \times 9,81 \frac{m}{s^2} \times 0,08 m \times 1,15 = 2,26 \frac{kN}{m^2}$$

Välipohjaan kohdistuva kuorma on yhteensä: 5,26 kN/m²

Tehdään alustava laatan valinta kantavuuskäyrän perusteella (taulukko 1). Samaa laattaa käytetään kokorakennuksen välipohjissa. Valitaan välipohjalaataksi viisienteloinen 265 mm korkea O27 (kuva 4), joka on korostettu taulukossa 1 keltaisella. Yläpohjalaatan tarkkaa kuormaa ei pystytä laskemaan tarkkaan tois-
taiseksi, koska vesikattorakennetta ei ole suunniteltu ja lumikuorma riippuu rakennuspaikasta. Arvioin yläpohjalaatan kuormaksi 4 kN/m², jolloin laataksi valitaan O20.

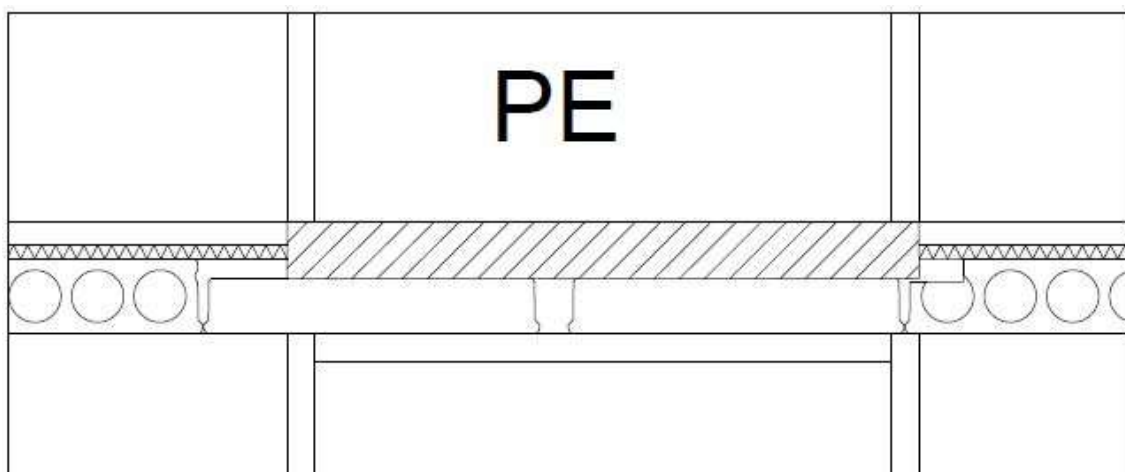
TAULUKKO 1. Ontelolaattojen kantokyky (5)





KUVA 4. Ontelolaatta (O27)

Toimeksiantaja toteuttaa kylpyhuoneet tilaelementtinä (kuva 5). Kylpyhuone-elementti tarvitsee varauksen ontelolaattaan, eli sen kohdalla laatta on matalampi ja ilman onteloita. Kylpyhuoneen lattiapinta sekä muu lattiapinta on samassa tasossa eli ontelolaattaa madalletaan 70 millimetriä. Neliö-huoneistossa kylpyhuone sijaitsee laatan päässä ja kolmiossa keskellä, syvennyksen pituus on noin 2 300 mm. Seuraavaksi tarkastellaan syvennyksen aiheuttamaa muutosta laatan kantokyvyssä. (13.)

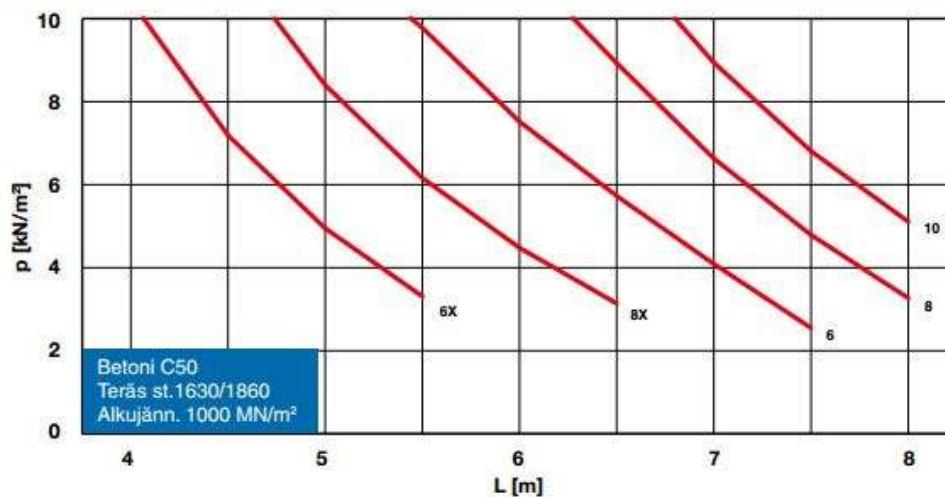


KUVA 5. Kylpyhuone-elementin syvennys

Taulukoita 2 ja 3 tarkastelemalla voidaan todeta syvennyksen käyttämisen mahdolliseksi valitulla laattatyypillä sekä kolmio-huoneiston keskellä että neliö-huoneiston päädyssä. Taulukoissa syvennys on 90 mm ja tässä työssä syvennys on 70 mm, eli käytettävä laatta kestää paremmin kuin taulukoiden mukainen.

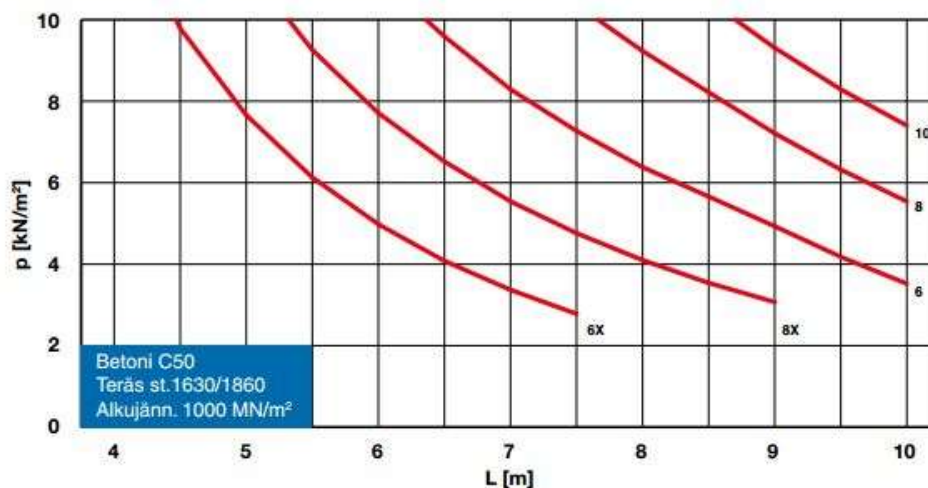
TAULUKKO 2. O27:n kantokyky laatan keskellä olevalla syvennyksellä (5)

KANTOKYKY P27K (syvennys 90 mm laatan keskellä L=3000 mm)



TAULUKKO 3. O27 kantokyky laatan päässä olevalla syvennyksellä (5)

KANTOKYKY P27K (syvennys 90 mm laatan päässä L=2000 mm)

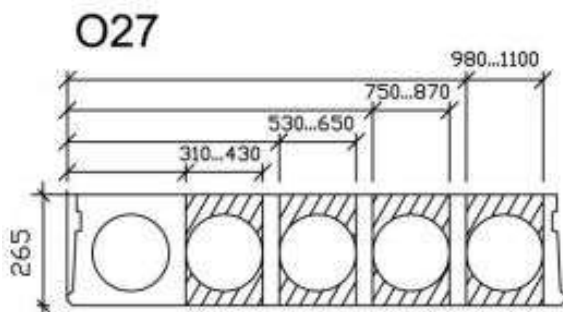


Mikäli kylpyhuoneen läpiviennit eivät sijoitu täysistä laatoista jäävän kaistan kohdalle, joudutaan ne tekemään laatan läpi. Läpivientien sijoittelua koskevat tietyt

määräykset, joiden toteutuminen on tarkastettava. Tässä rakennemallissa läpiviennit sijaitsevat yleensä kaventamattoman laatan reunassa, mutta yksiössä läpiviennin paikka vaihtelee laatan suhteen. Tässä rakennemallissa läpiviennit katkaisevat enintään yhden uuman laatasta, joten suunnitellut läpiviennit on mahdollisia toteuttaa.

3.1.2 Sijoittelu

Laataston leveys on vaihteleva eri rakennuksissa, ja välipohjan ontelolaatat tulisi sijoitella siten, että mahdollisista täysistä laatoista jääviä välejä voitaisiin hyödyntää läpivienneissä. Alle 600 mm leveät välit voidaan täyttää paikallaanvalettuna ja suurempiin käytetään kavennettua laattaa. Mikäli alapuolelta katsottuna jäävä esteettinen poikkeama todetaan häiritseväksi tai paikallavalu työlääksi, voidaan käyttää myös alle 600 mm levää laattaa. Kavennetun laatan tulee noudattaa kavennusohjetta (kuva 6). Kavennettu laatta sijoitetaan laataston reunaan ja läpiviennit toteutetaan laatasta läpivientivarauksina tai rei'ittämällä laatta. Mikäli laatasta jää vain pieni osa kylpyhuoneen kohdalle, ei koko laattaa välttämättä tarvitse madaltaa. (13.)



KUVA 6. Ontelolaatan katkaisukohdat

3.2 Betoniseinät

Tässä luhtitalokonseptissa on suunniteltu huoneistojen väliset sekä päätyjen kantavat seinät betonirakenteina. Tässä luvussa on tarkistettu valittujen raudoittamattomien betoniseinien soveltuvuus rakennukseen luvussa 2.3 käydyn teorian pohjalta.

3.2.1 Huoneistojen väliset seinät

Seinien mitoituksessa tarkastellaan eniten kuormitettua tilannetta, joka tässä tapauksessa olisi neljäkerroksisen rakennuksen kaksion ja neliön välinen seinä alimmassa kerroksessa. Kuormat koostuvat pysyvistä kuormista: seinien, välipohjien, yläpohjan ja kattorakenteen painosta sekä muuttuvista kuormista kuten hyöty- ja lumikuormasta. Lisäksi rakenteiden epäkeskisyys aiheuttaa rasitusta. Mitoituksessa noudatetaan Eurokoodia 1992-1-1.

Betoniseinän mitoituksen lähtötiedot ovat seuraavat: seuraamusluokka CC2, maastoluokka 1, käyttöikä 50 vuotta, betonin lujuus C30, betonipeitteen ominaisarvo 20 mm, teräs B500B rakennus on 7,8 m leveä. Seinän paksuus h on 200 mm, korkeus $L = 2\,950$ mm ja pituus $b = 7\,800$ mm. Kuorman epäkeskisyys ylhäällä $e_{ylä}$ on 20 mm. Seinä on ala- ja yläpäästä nivelellisesti tuettu.

Normaalivoiman mitoitusarvo alimman kerroksen huoneistojen väliselle seinälle n_{Ed} (kN/m) lasketaan kaavasta 3.

$$n_{Ed} = \Sigma(g_{Ed} + q_{Ed}) \quad \text{KAAVA 3}$$

$$q_{Ed} = \text{kaava 1}, g_{Ed} = \text{kaava 2}$$

$$g_{Ed} = 3 \times \left(\left(5,69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times \frac{L_{vp1} + L_{vp2}}{2} + 0,2 \text{ m} \times 2,95 \text{ m} \times 2,5 \frac{\text{tkg}}{\text{m}^3} \times 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) \times 1,15 \right) + \left(2,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \times \frac{L_{vp1} + L_{vp2}}{2} \times 1,15 = 246,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed} = \left(3 \times 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \times 1,5 \times \frac{L_{vp1} + L_{vp2}}{2} = 99,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{joissa } L_{vp1} = 10,2 \text{ m (neliö)}; L_{vp2} = 6,444 \text{ m (kaksio)}$$

$$n_{Ed} = 246,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 99,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 345,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lujuusarvojen laskeminen taulukon 4 avulla.

TAULUKKO 4. Kertoimia (2, s. 25, 36, 37, 93; 3, s. 173)

$\eta = 1,0$	$\lambda = 0,8$	$\alpha_{cc} = 0,85$	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$
$\alpha_{ct,pl} = 0,6$	$\alpha_{cc,pl} = 0,8$			

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$; kun betonin lujuus C30

$$f_{cd} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 4}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1,33 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 5}$$

$$f_{ctd,pl} = f_{ctd} \times \alpha_{ctpl} = 0,8 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 6}$$

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc} \times f_{ck} \times \frac{\alpha_{ccpl}}{\gamma_c} = 13,6 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 7}$$

Normaalivoimakestävyys lasketaan kaavoista 8 ja 9:

$$N = n_{Ed} \times L = 345,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 7,8 \text{ m} = 2698,1 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 8}$$

jossa n_{Ed} kaava 3 ja L lähtötiedot

$$N_{Rd} = \eta \times f_{cd,pl} \times b \times h \times \left(1 - \frac{2e}{h}\right) \quad \text{KAAVA 9}$$

jossa $\eta = 1,0$; lujuuskerroin, b ja h lähtötiedot $f_{cd,pl}$ kaava 7

$$N_{Rd} = 1,0 \times 13,6 \times 7800 \times 200 \times \left(1 - \frac{2 \times 20}{200}\right) = 16972 \text{ kN} > N; \text{OK}$$

Hoikkuusluku lasketaan kaavalla 11:

Alimman kerroksen seinä on korkeampi kuin muut seinät ($L = 3700 \text{ mm}$), mutta alapohja rajoittaa nurjahduspituuden $L = 2950 \text{ mm}$.

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad \text{KAAVA 10}$$

$$i = \frac{200}{\sqrt{12}} = 57,7 \text{ mm}$$

jossa h lähtötiedot

$L_0 = L$; koska päistään nivelöity

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad \text{KAAVA 11}$$

jossa $L_0 = \text{nurjahduspituus}$,

$$\lambda = \frac{3700 \text{ mm}}{57,7} = 51,13 < 86 \text{ (paikallavalettu raudoittamaton seinä) OK}$$

Mittatarkkuudesta johtuva lisä lasketaan kaavalla 13:

$$\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad \text{KAAVA 12}$$

jossa $\alpha_h = 1,0$ koska $L < 4 \text{ m}$, $\alpha_m = 1,0$ yksittäisseinä, $\theta_0 = \frac{1}{200}$

$$\theta_i = \frac{1}{200}$$

$$e_i = \theta_i \times \frac{L_0}{2} \quad \text{KAAVA 13}$$

$$e_i = \frac{2950 \text{ mm}}{200 \times 2} = 7,4 \text{ mm}$$

Epäkeskisyyden on ylhäällä 20 mm alhaalla 0 mm. 1. kertaluvun epäkeskisyyden lasketaan kaavalla 16.

1. kertaluvun epäkeskisyyden

$$e_{02} = e_{ylä} + e_i = 20 + 7,4 = 27,4 \quad \text{KAAVA 14}$$

jossa $e_{ylä}$ lähtötiedot ja e_i kaava 13

$$e_{01} = e_{ala} + e_i = 0 + 7,4 = 7,4 \quad \text{KAAVA 15}$$

jossa e_{ala} lähtötiedot ja e_i kaava 13

$$e = \max[0,6 \times e_{02} + 0,4 \times e_{01} ; 0,4 \times e_{02}] \quad \text{KAAVA 16}$$

$$= \max[19,4 \text{ mm} ; 11,0 \text{ mm}]$$

$$= 19,4 \text{ mm}$$

Epäkeskisyyden huomioiva kerroin lasketaan kaavalla 17.

$$\Phi = \min \left[0,71 \times \left(1 - 2 \frac{e_{tot}}{h} \right) - 0,013 \times \frac{L}{h} ; 1 - 2 \times \frac{e_{tot}}{h} \right] \quad \text{KAAVA 17}$$

jossa e_{tot} kaavasta 15, L ja h lähtötiedoista

$$= \min \left[0,71 \times \left(1 - \frac{2 \times 19,4}{200} \right) - 0,013 \times \frac{2950}{200} ; 1 - 2 \times \frac{19,4}{200} \right]$$

$$= \min[0,38 ; 0,806] = 0,38$$

Kestävyys lasketaan kaavalla 18:

$$n_{Rd} = f_{cd,pl} \times h \times \Phi \quad \text{KAAVA 18}$$

jossa kaavat 6 ja 16, h lähtötiedot

$$n_{Rd} = 16 \text{ MPa} \times 200 \text{ mm} \times 0,38 = 1216 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > n_{Ed}; OK$$

3.2.2 Päätyseinät

Mitoituksessa tarkastellaan eniten kuormitettua tilannetta, joka tässä tapauksessa olisi neljäkerroksisen rakennuksen päädyn seinä alimmassa kerroksessa. Kuormat koostuvat luvun 3.2.1 mukaisesti. Mitoituksessa noudatetaan Eurokoodia 1992-1-1.

Betoniseinän mitoituksen lähtötiedot ovat seuraavat: seuraamusluokka CC2, maastoluokka 1, käyttöikä 50 vuotta, betonin lujuus C30, betonipeitteen ominaisarvo 20 mm, teräs B500B rakennus on 7,8 m leveä. Seinän paksuus h on 150 mm, korkeus $L = 2\,950 \text{ mm}$ ja pituus $b = 7\,400 \text{ mm}$. Kuorman epäkeskisyys ylhäällä $e_{ylä}$ on 50 mm. Seinä on ala- ja yläpäästä nivelellisesti tuettu.

Normaalivoiman mitoitusarvo alimman kerroksen huoneistojen väliselle seinälle $n_{Ed} (\text{kN/m})$ lasketaan kaavan 3 avulla.

$$n_{Ed} = \Sigma(g_{Ed} + q_{Ed}) \quad \text{KAAVA 3}$$

$$q_{Ed} = \text{kaava 1}, g_{Ed} = \text{kaava 2}$$

$$g_{Ed} = 3 \times \left(\left(5,69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times \frac{L_{vp}}{2} + 0,15 \text{ m} \times 2,95 \text{ m} \times 2,5 \frac{\text{tkg}}{\text{m}^3} \times 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) \times 1,15 \right) + \left(2,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \times \frac{L_{vp}}{2} \times 1,15 = 157,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed} = \left(3 \times 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \times 1,5 \times \frac{L_{vp}}{2} = 45,90 \text{ kN/m}$$

$$\text{joissa } L_{vp} = 10,2 \text{ m (neliö)}$$

$$n_{Ed} = 157,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 45,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 203,51 \text{ kN/m}$$

Lujuusarvojen laskeminen taulukon 4 avulla:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} ; \text{ kun betonin lujuus C30}$$

$$f_{cd} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 4}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1,33 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 5}$$

$$f_{ctd,pl} = f_{ctd} \times \alpha_{ctpl} = 0,8 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 6}$$

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc} \times f_{ck} \times \frac{\alpha_{ccpl}}{\gamma_c} = 13,6 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 7}$$

Normaalivoimakestävyys lasketaan kaavalla 9:

$$N = n_{Ed} \times L = 203,51 \frac{kN}{m} \times 7,8 \text{ m} = 1587,38 kN \quad \text{KAAVA 8}$$

$$N_{Rd} = \eta \times f_{cd,pl} \times b \times h \times \left(1 - \frac{2e}{h}\right) \quad \text{KAAVA 9}$$

jossa $\eta = 1,0$; lujuuskerroin normaalilujuusalueella, kaavat 7 ja 15, kuva 11

$$N_{Rd} = 1,0 \times 13,6 \times 7800 \times 150 \times \left(1 - \frac{2 \times 50}{150}\right) = 5304 \text{ kN} > N ; OK$$

Alimman kerroksen seinä on korkeampi kuin muut seinät ($L = 3700 \text{ mm}$), mutta alapohja rajoittaa nurjahduspituuden $L = 2950 \text{ mm}$

$$L_0 = L ; \text{ koska päistään nivelöity}$$

Neliösäde lasketaan kaavalla 10:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{150}{\sqrt{12}} = 43,3 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 10}$$

jossa h lähtötiedot

Hoikkuusluku lasketaan kaavalla 11:

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad \text{KAAVA 11}$$

jossa L_0 = nurjahduspituus

$$\lambda = \frac{2950 \text{ mm}}{57,7} = 68,1 < 86 \text{ (paikallavalettu raudoittamaton seinä) OK}$$

Mittatarkkuudesta johtuva lisä lasketaan kaavoilla 12 ja 13:

$L_0 = L$; koska päistään nivelöity

$$\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad \text{KAAVA 12}$$

jossa $\alpha_h = 1,0$ koska $L < 4 \text{ m}$, $\alpha_m = 1,0$ yksittäisseinä, $\theta_0 = \frac{1}{200}$

$$e_i = \theta_i \times \frac{L_0}{2} = \frac{2950 \text{ mm}}{200 \times 2} = 7,4 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 13}$$

jossa θ_i kaavasta 11, L_0 = nurjahduspituus

Kuormituksen epäkeskisyys on ylhäällä 50 mm ja alhaalla 0 mm.

1. kertaluvun epäkeskisyys lasketaan kaavalla 16:

$$e_{02} = e_{ylä} + e_i = 50 + 7,4 = 57,4 \quad \text{KAAVA 14}$$

$$e_{01} = e_{ala} + e_i = 0 + 7,4 = 7,4 \quad \text{KAAVA 15}$$

$$e = \max[0,6 \times e_{02} + 0,4 \times e_{01} ; 0,4 \times e_{02}] \quad \text{KAAVA 16}$$

$$= \max[37,4 \text{ mm} ; 23,0 \text{ mm}]$$

$$= 37,4 \text{ mm}$$

Epäkeskisyyden huomioiva kerroin lasketaan kaavalla 17:

$$\Phi = \min \left[0,71 \times \left(1 - 2 \frac{e_{tot}}{h} \right) - 0,013 \times \frac{L}{h} ; 1 - 2 \times \frac{e_{tot}}{h} \right] \quad \text{KAAVA 17}$$

jossa e_{tot} kaavasta 15, L ja h lähtötiedoista

$$= \min \left[0,71 \times \left(1 - \frac{2 \times 37,4}{150} \right) - 0,013 \times \frac{2950}{150} ; 1 - 2 \times \frac{37,4}{150} \right]$$

$$= \min[0,10 ; 0,50] = 0,10$$

Kestävyys saadaan kaavasta 18.

$$n_{Rd} = f_{cd,pl} \times h \times \Phi \quad \text{KAAVA 18}$$

jossa kaavat 6 ja 16, h lähtötiedot

$$n_{Rd} = 16 \text{ MPa} \times 150 \text{ mm} \times 0,10 = 240 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > n_{Ed}; \text{OK}$$

3.3 Jäykistys

Tässä työssä käsitellyn rakennuksen kaikki kantavat seinät ovat poikittaisessa suunnassa rakennukseen nähden, jolloin rakennuksen pituussuuntaisille voimille ei ole jäykistäviä rakenteita. Nämä voimat muodostuvat päätyjen tuulikuormista sekä rakenteiden vinoudesta johtuvasta vaakakuormasta.

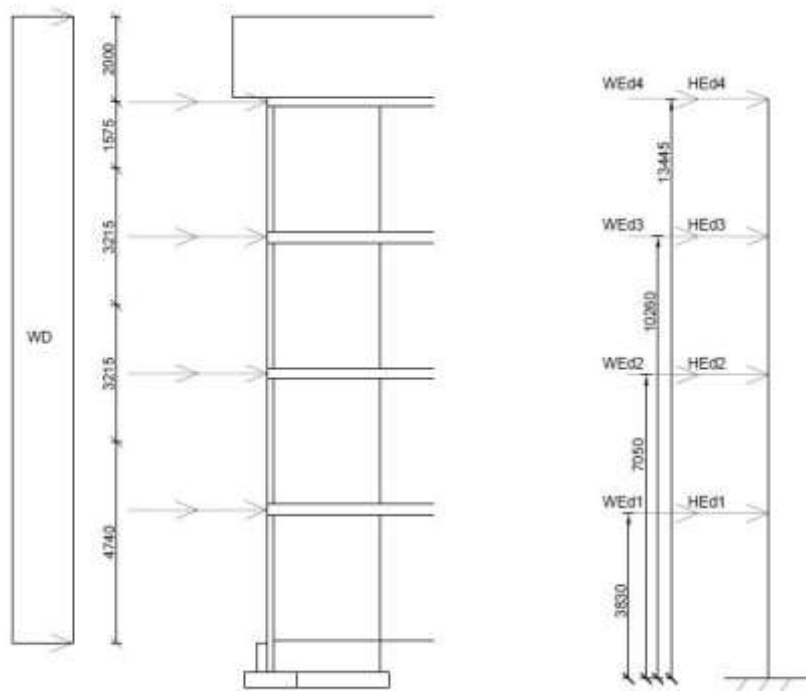
Huoneistoissa väliseinät muutetaan tarpeen mukaan jäykistäviksi mastoseiniksi. Poikkeuksena jos suunniteltavassa rakennuksessa on ainoastaan yksiöitä, jolloin jäykistävä mastoseinä asennetaan pesuhuone-elementin sekä puurunkoisen kuoren väliin. Tämä kuitenkin aiheuttaa rakennuksen kiertymistä, koska mastoseinät eivät ole symmetrisesti rakennuksen pohjaan nähden.

Jokaisessa asunnossa ei tarvitse olla jäykistäviä väliseiniä, koska arviolta kaksi tai kolme jäykistävää mastoseinää riittää koko rakennuksen jäykistämiseen. Mastoseinät on tarkoituksena sijoittaa vain päätyjen asuntoihin, mikäli mahdollista. Jäykistävä mastoseinä kulkee yhtenäisenä alimmasta kerroksesta ylimpään kerrokseen.

Jäykistävä mastoseinä mitoitetaan yhtenäisenä ulokepalkkina, jonka muodostavat samassa linjassa olevat kantavat väliseinät. Kantavien väliseinien liittyminen toisiinsa välipohjassa toteutetaan jäykkänä liitoksena toisiinsa nähden siten, etteivät perustuksiin siirrettävät kuormat aiheuta lisäkuormitusta välipohjaan. Välipohja siirtää vaakasuuntaiset kuormat jäykistäville osille. Vaakakuormat koostuvat tuulikuormasta sekä rakenteiden vinouden aiheuttamasta kuormasta. Luodaan raskaasti kuormittuva rakennemalli, josta tutkitaan jäykistävän rakenteen kestävyys (16). Mitoitus käydään luvun 2.4 mukaisesti.

3.3.1 Mastoseinä

Rakennemalliksi valitaan neljäkerroksinen rakennus, jossa on kolme mastoseinää ja jonka huoneistomallit ovat neliö, kolme yksiötä, kaksio ja kolmio. Esi-merkissä rakennuksen leveydeksi valitaan 8 200 millimetriä. Kantavan seinän pituus on 2 500 millimetriä ja paksuudeksi valitaan 200 millimetriä. Betonin lujuus C30 ja teräslaatu on B500B. Jäykistävän pilarimaston kokonaiskorkeus on 13 300 millimetriä. Maastoluokka on 1 ja seuraamusluokka CC2 (asuinrakennus). Rakennukseen kohdistuvat vaakakuormat muodostuvat päätyjen tuulikuormista (WD kuva 7) sekä rakenteiden vinoudesta johtuvasta vaakakuormasta (HEd kuva 7).



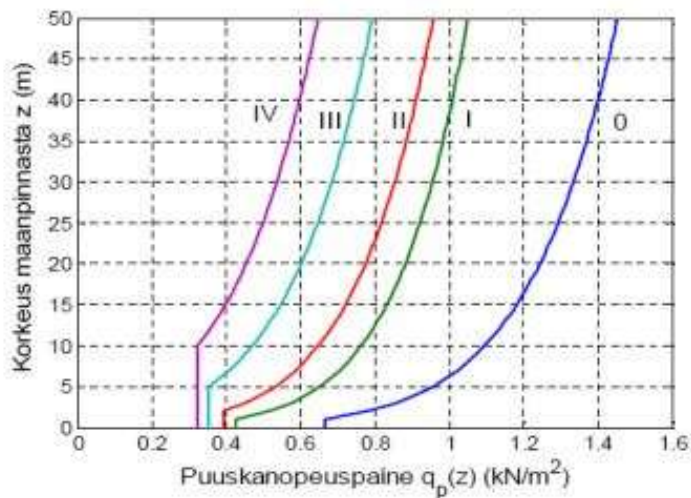
KUVA 7. Neljäkerroksinen mastoseinän kuormitus

Tuulikuorma määritetään taulukosta (taulukko 5), jota varten tulee tietää rakennuksen korkeus z (kaava 19) maanpinnasta katon harjaan mitattuna sekä maas-
toluokka.

$$z = h_{sokkeli} + 4 \times h_{seinä} + 3 \times h_{välipohja} + h_{yläpohja} + h_{katto} \quad \text{KAAVA 19}$$

$$z = 350 \text{ mm} + 4 \times 2950 \text{ mm} + 3 \times 265 \text{ mm} + 200 + 2000 \text{ mm} = 15145 \text{ mm}$$

TAULUKKO 5. Tuulikuorman määrittäminen (12, kuva 2.4)



Taulukosta saadaan tuulikuorman puuskanopeuspaineeksi $q_p(z)$ arvoksi $0,82 \text{ kN/m}^2$. Rakennuksen koko leveys $L = 8 \text{ 200 mm}$, jolloin vaakakuorman ominaisarvo saadaan kaavasta 20:

$$q_{wk} = q_p(z) \times L$$

KAAVA 20

$$q_{wk} = 0,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 8,2 \text{ m} = 6,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rakenteen vinous saadaan kaavoilla 12 ja 61:

$$\theta_i = \theta_i \times \alpha_h \times \alpha_m$$

KAAVA 12

jossa $\theta_i = \frac{1}{200}$, $\alpha_h = 1,0$ ($h < 4 \text{ m}$), α_m kaavasta 61

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

KAAVA 61

jossa m pystyrakenteiden määrä kerroksessa

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{7}\right)} = 0,756$$

$$\theta_i = \frac{1}{200} \times 1 \times 0,756 = \frac{1}{264}$$

Vinoudesta aiheutuva mitoittava vaakakuorma H_{Ed} lasketaan kaavojen 62 ja 63 sekä taulukon 6 avulla:

välipohjassa

$$H_{Ed} = \theta_i \times \frac{\sum N_{Ed}}{2} \quad \text{KAAVA 62}$$

yläpohjassa

$$H_{Ed} = \theta_i \times \sum N_{Ed} \quad \text{KAAVA 63}$$

joissa $\sum N_{Ed}$ on ala – ja yläpuolisen kerroksen rakenteiden normaalivoimat

TAULUKKO 6. Rakenteiden normaalivoimat

seinät		L=2,5m	L=7,8m
h=2950	d (mm) kN($\gamma_g=0,9$) kN($\gamma_g=1,15$)	kN ($\gamma_g=0,9$)	kN ($\gamma_g=1,15$)
	150 12,48		97,34
	200 13,02 16,64	32,55	129,79
h=3700	d (mm) kN($\gamma_g=0,9$) kN($\gamma_g=1,15$)		
	150 15,65		122,07
	200 16,33 20,87	40,83	167,79

välipohja	kN/m ²
O27 gEd	6,54
yläpohja	
O20 gEd	2,93
hyötykuorma	
qEd	3
lumikuorma	
Oulu qsd	3
katto	
gEd	1

Kerrosala lasketaan seuraavasti:

$$A = 7,8m \times 37,0m = 288,6 m^2$$

$$H_{Ed1} = \frac{1}{264} \times \left(\frac{2 \times 122,07 + 5 \times 167,79 + 2 \times 97,34 + 5 \times 129,79}{2} + 288,6 m^2 \right) \times 9,54 \frac{kN}{m^2} = 14,08 kN$$

$$H_{Ed2} = \frac{1}{264} \times \left(\frac{2 \times 97,34 + 5 \times 129,79 + 2 \times 97,34 + 5 \times 129,79}{2} + 288,6 m^2 \right) \times 9,54 \frac{kN}{m^2} = 13,62 kN$$

$$H_{Ed3} = \frac{1}{264} \times \left(\frac{2 \times 97,34 + 5 \times 129,79 + 2 \times 97,34 + 5 \times 129,79}{2} + 288,6 m^2 \right) \times 9,54 \frac{kN}{m^2} = 13,62 kN$$

$$H_{Ed4} = \frac{1}{264} \times \left(2 \times 97,34 + 5 \times 129,79 + 288,6 m^2 \times 6,93 \frac{kN}{m^2} \right) = 10,77 kN$$

Tuulikuorma lasketaan kaavalla 64:

$$q_{wd} = q_{wk} \times L_r \times \gamma_q = 0,82 \frac{kN}{m^2} \times 8,2 m \times 1,5 = 10,1 kN/m \quad \text{KAAVA 64}$$

jossa q_{wk} kaavasta 20, L_r rakennuksen leveys

Tuulikuormasta aiheutuva lisävaakavoima w_{Ed} lasketaan kaavalla 65:

$$w_{Ed} = L \times q_{wd} \quad \text{KAAVA 65}$$

jossa L kuvasta 7

$$w_{Ed1} = 4,74 \text{ m} \times 10,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 47,87 \text{ kN}$$

$$w_{Ed2} = 3,215 \text{ m} \times 10,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 32,47 \text{ kN}$$

$$w_{Ed3} = 3,215 \text{ m} \times 10,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 32,47 \text{ kN}$$

$$w_{Ed3} = 1,575 \times 10,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \frac{2 \times 10,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 26,01 \text{ kN}$$

Taivutusmomentti m_{Ed} lasketaan kaavalla 66:

$$m_{Ed} = \sum((H_{Edn} + w_{Edn}) \times h_n)/m \quad \text{KAAVA 66}$$

jossa m mastoseinien lukumäärä

$$m_{Ed} = ((14,08 + 47,87) \text{ kN} \times 3,83 \text{ m} + (13,62 + 32,47) \text{ kN} \times 7,05 \text{ m} + (13,62 + 32,47) \text{ kN} \times 10,26 \text{ m} + (10,77 + 26,01) \text{ kN} \times 13,45 \text{ m})/3$$

$$m_{Ed} = 509,9 \text{ kNm}$$

Vetoraudoituksen mitoitus

Mitoituksissa tarvittavien arvojen lasketaan taulukon 7 tietojen avulla.

TAULUKKO 7. Kertoimia ja valittuja arvoja (2, s. 25, 36, 37, 64, 93)

$\eta = 1,0$	$\lambda = 0,8$	$\alpha_{cc} = 0,85$	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$
$b = 200 \text{ mm}$	$c_{nom} = 35 \text{ mm}$	$h = 2500 \text{ mm}$	$\varnothing = 12 \text{ mm}$	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus saadaan kaavalla 24.

$$d = h - c_{nom} - \frac{1,1 \times \emptyset}{2} = 2458 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 24}$$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo saadaan kaavalla 4.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 4}$$

Suhteellinen momentti saadaan kaavalla 25:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{\eta \times f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{509,9 \times 10^6 \text{ N}}{1 \times 17 \times 120 \times 2458^2} = 0,0248 \quad \text{KAAVA 25}$$

Puristuspuunnan suhteellinen korkeus saadaan kaavalla 26:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \quad \text{KAAVA 26}$$

$$\beta = 0,0252 < \beta_{bd} \rightarrow \text{raudoitus myötää murtotilassa}$$

$$\beta_{bd} = 0,493 \text{ kun teräksen lujuus } f_{yk} = 500 \text{ MPa ja } \gamma_s = 1,15$$

$$\omega = \beta \quad \text{KAAVA 27}$$

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta 28:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 28}$$

Taivutusmomentin mukainen raudoitusmäärä saadaan kaavalla 29:

$$A_{S,vaad} = \omega \times b \times d \times \frac{\eta \times f_{cd}}{f_{yd}} = 485 \text{ mm}^2 \quad \text{KAAVA 29}$$

Kokeillaan raudoitusta. Raudoituksen poikkipinta-ala lasketaan kaavalla 38:

$$A = \pi \times r^2 \quad \text{KAAVA 38}$$

$$A_{T12} = 113,1 \text{ mm}^2 \quad A_{T16} = 201,1 \text{ mm}^2$$

$$4 \times t_{12} = 452,4 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{ei riitä}$$

$$3 \times t16 = 603,2 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{riittää}$$

Valitaan vetoraudoitukseksi 3T16.

Raudoitus tehdään molemmille pitkille sivuille seinää, koska kuormituksen suunta voi vaihdella. Puristusraudoitusta ei tarvitse mitoittaa, koska $\mu < \mu_{bd} = 0,372$ (2 s, 97).

Leikkausraudoituksen mitoittaminen

Mitoittava leikkausvoima v_{Ed} saadaan kaavasta 30:

$$v_{Ed} = \Sigma(w_{Ed} + H_{Ed}) \quad \text{KAAVA 30}$$

$$v_{Ed} = 190,91 \text{ kN}$$

jossa w_{Ed} kaava 65 ja H_{Ed} kaava 63

Valitaan: hakojen kaltevuus $\alpha = 90^\circ$, valitaan puristussauvan kaltevuus $\theta = 21,8^\circ$, hakatankojen paksuus $\varnothing_h = 8 \text{ mm}$

Hakojen leikkeisyys $n_h = 1$, poikkipinta-ala $A_{sw} = 50,3 \text{ mm}^2$

Poikkileikkauksen sisäisten voimien momenttivarsi lasketaan kaavalla 18:

$$z = 0,9 \times d = 2212 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 18}$$

Hakaväli lasketaan kaavalla 31:

$$s \leq \frac{A_{sw}}{v_{Ed}} \times z \times f_{ywd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad \text{KAAVA 31}$$

$$s \leq \frac{50,3 \text{ mm}^2}{134100 \text{ N}} \times 2458 \text{ mm} \times 435 \text{ MPa} \times (2,5 + 0) \times 1 = 704 \text{ mm}$$

Minimi hakaväli lasketaan kaavalla 32:

$$s \leq \frac{A_{sw}}{0,08 \times b \times \sin \alpha} \times \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \quad \text{KAAVA 32}$$

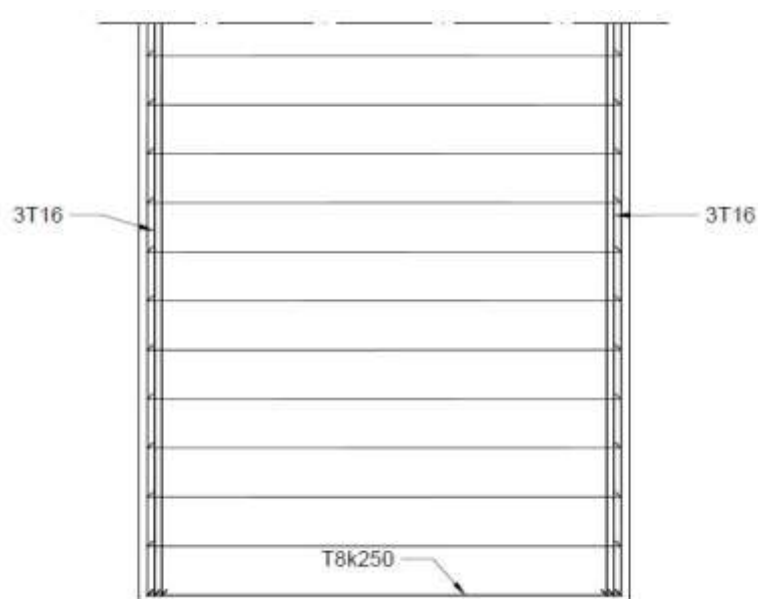
$$s \leq \frac{50,3}{0,08 \times 200 \times 1} \times \frac{500}{\sqrt{30}} = 287 \text{ mm}$$

Suurin sallittu hakaväli lasketaan kaavalla 33:

$$s_{max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \quad \text{KAAVA 33}$$

$$s_{max} = 0,75 \times 2458 \times (1 + 0) = 1843 \text{ mm}$$

Valitaan hakaväli $s = 250 \text{ mm}$ (T8k250)



KUVA 8. Mastoseinän rauditus

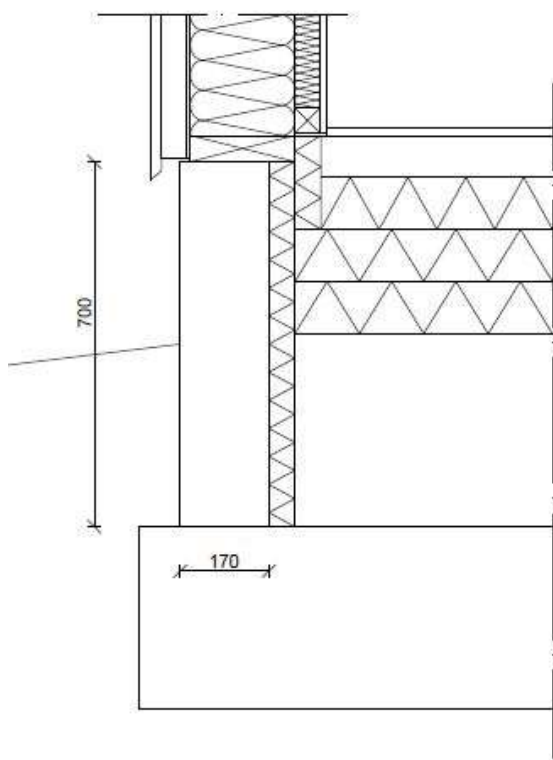
3.4 Sokkelipalkki

Tässä työssä palkit ovat päistään tuettuja ja yksiaukkoisia, eli ne asennetaan an-turoiden varaan palkkien päistä. Mitoitusperusteena on etsiä raskaimmin kuormi-tettu tapaus, jota voidaan käyttää mahdollisimman usein. Alhaisen kuormituksen

takia raudoitusmäärä pysyy vähäisenä, eikä kevyemmin kuormitettuihin tapauksiin ole taloudellisesti kannattavaa suunnitella erilaista palkkia.

Sokkelipalkin poikkileikkauksen mittoihin vaikuttavat leveyssuunnassa kannateltavan kuoren leveys sekä sokkelin pystysuuntainen lisäeristys. Pystysuunnassa korkeuteen vaikuttavat perustamissyvyyden vähimmäismitta 0,5 m, joka mitataan anturan alapintaan maan pinnasta, sekä sokkelipalkin maanpäällisen osan vähimmäismitta 0,3 m. Tarvittaessa mittoja muutetaan, mikäli myöhemmin toteutettavat mitoituslaskelmat sitä vaativat. (13.)

Alustavan suunnitelman mukaan palkin poikkileikkauksen korkeus on 700 mm ja leveys 170 mm (kuva 9). Palkin enimmäispituudeksi päätetään 4 100 mm, eli rakennuksen pitkässä suunnassa yksiöiden kohdalla palkkia ei tarvitse tukea väliltä ja muiden huoneistojen kohdalla täytyy tukea niin, että suurin palkin mitta on enintään 4 100 mm. Palkin tuennassa käytetään huoneistojen seinän alle tulevan anturan ylimenevää osaa, ja tarvittavana lisätuentana voidaan käyttää arviolta 1 200 mm x 1 200 mm kokoista anturaa, jonka korkeus on sama kuin seinän anturalla. Mitoitus käydään luvun 2.5 mukaisesti.



KUVA 9. Sokkelipalkki

3.4.1 Sokkelipalkin mitoitus

Sokkelipalkin mitoituksen lähtötiedot ovat: toteutusluokka 2 (CC2), rasitusluokka XC3, rakennuksen katon leveys 9 000 mm, teräs B500B, betonin lujuusluokka C30, rakennus on neljäkerroksinen.

Sokkelipalkkiin kohdistuvien kuormien laskeminen

Puurungosta aiheutuva kuorma saadaan kaavasta 35:

$$g_{k1} = G_1 \times n \quad \text{KAAVA 35}$$

jossa G = kuorman ominaisarvo, n = kerroslukumäärä

$$1,5 \frac{kN}{m} \times 4 = 6,0 \frac{kN}{m}$$

Mitoituskuorma (MRT) saadaan kaavoista 2 ja 3:

$$Q_{Ed} = g_{k1} \times \gamma_g = 6,9 \text{ kN/m}$$

(KRT)

$$Q_{Ed} = g_{k1} = 6 \text{ kN/m}$$

Mitoitusmomentti m ja leikkausvoima v saadaan kaavoista 36 ja 37:

$$m = \frac{Q \times L^2}{8} \quad \text{KAAVA 36}$$

$$v = \frac{q \times L}{2} \quad \text{KAAVA 37}$$

(MRT)

$$m_{Ed} = 14,50 \text{ kNm} \quad v_{Ed} = 14,15 \text{ kN}$$

(KRT)

$$m_{Ek} = 12,61 \text{ kNm} \quad v_{Ek} = 12,30 \text{ kN/m}$$

Raudoituksen mitoitus

Mitoituksessa käytettävien arvojen laskeminen taulukon 8 avulla:

TAULUKKO 8. Kertoimia ja valittuja arvoja (2, s.25, 36, 37, 64, 93)

$\eta = 1,0$	$\lambda = 0,8$	$\alpha_{cc} = 0,85$	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$
$b = 170 \text{ mm}$	$c_{nom} = 30 \text{ mm}$	$h = 700 \text{ mm}$	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	$f_{ctm} = 2,9$
$\varnothing = 10 \text{ mm}$ (pääraudoituksen arvio)	$\varnothing_h = 6 \text{ mm}$ (hakaraudoituksen arvio)	$f_{ctd} = 1,33$		

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus saadaan kaavasta 24:

$$d = h - c_{nom} - 1,1 \times \varnothing_h \frac{1,1 \times \varnothing}{2} = 658 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 24}$$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo saadaan kaavalla 4

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 4}$$

Suhteellinen momentti saadaan kaavalla 25:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{\eta \times f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{14,50 \times 10^6 \text{ N}}{1 \times 17 \times 170 \times 658^2} = 0,0116 \quad \text{KAAVA 25}$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus saadaan kaavalla 26:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \quad \text{KAAVA 26}$$

$$\beta = 0,0117 < \beta_{bd} \rightarrow \text{raudoitus myötää murtotilassa}$$

Kaava 27 pätee taivutusrasitetuille teräsbetonirakenteille.

$$\omega = \beta \quad \text{KAAVA 27}$$

$$\beta_{bd} = 0,493 \text{ kun } f_{yk} = 500 \text{ ja } \gamma_s = 1,15 \text{ (2, s.97)}$$

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta 28:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 28}$$

Taivutusmomentin mukainen rauditusmäärä lasketaan kaavalla 29:

$$A_{s,vaad} = \omega \times b \times d \times \frac{\eta \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{KAAVA 29}$$

$$0,0117 \times 170 \text{ mm} \times 658 \times \frac{1 \times 17}{435} = 52 \text{ mm}^2$$

Kokeillaan raudituksen pinta-alaa:

$$A = \pi \times r^2 \quad \text{KAAVA 38}$$

jossa r teräksen poikkileikkauksen säde

$$A_{T10} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$2 \times T10 = 157 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{riittää}$$

Valitaan vetorausoitukseksi 2T10

Puristusraudoitusta ei tarvitse mitoittaa, koska $\mu < \mu_{bd} = 0,372$ (2, s.97).

Leikkausraudoituksen mitoitus

Valitaan: hakojen kaltevuus $\alpha = 90^\circ$, valitaan puristussauvan kaltevuus $\theta = 21,8^\circ$, hakatankojen paksuus $\varnothing_h = 6 \text{ mm}$

Hakojen leikkeisyys $n_h = 2$, poikkipinta-ala $A_{sw} = 56,5 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen sisäisten voimien momenttivarsi lasketaan kaavalla 19:

$$z = 0,9 \times d = 592 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 19}$$

jossa d kaavasta 24

Hakaväli saadaan kaavalla 31:

$$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \times z \times f_{yd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad \text{KAAVA 31}$$

jossa θ ja α valittuja kaltevuuksia, z kaavasta 19, f_{yd} kaavasta 27

$$s \leq \frac{56,5 \text{ mm}^2}{14150 \text{ N}} \times 592 \text{ mm} \times 435 \text{ MPa} \times (2,5 + 0) \times 1 = 2570 \text{ mm}$$

Minimi hakaväli saadaan kaavalla 32:

$$s \leq \frac{A_s}{0,08 \times b_w \times \sin \alpha} \times \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \quad \text{KAAVA 32}$$

jossa A_s valitun raudoituksen poikkipinta – ala

$$s \leq \frac{56,5}{0,08 \times 170 \times 1} \times \frac{500}{\sqrt{30}} = 379 \text{ mm}$$

Suurin sallittu hakaväli saadaan kaavalla 33:

$$s_{max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \quad \text{KAAVA 33}$$

jossa d kaavasta 24 ja α valittu kaltevuus

$$s_{max} = 0,75 \times 658 \times (1 + 0) = 493 \text{ mm}$$

Valitaan hakaväli $s = 350 \text{ mm}$ (T6)

Leikkauskestävyys lasketaan kaavalla 40:

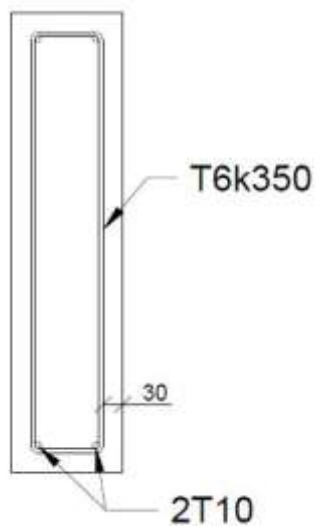
$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,528 \quad \text{KAAVA 39}$$

jossa f_{ck} valitun betonin puristuslujuus

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b \times z \times ((\cot \theta + \cot \alpha)/(1 + \cot \alpha^2)) \quad \text{KAAVA 40}$$

jossa f_{cd} kaava 4 ja z kaava 19 ja valitut hakojen kaltevuudet

$$V_{Rd,max} = 2258 \text{ kN} > v_{Ed}$$



KUVA 10. Sokkelipalkin raudoitus

Raudoituksen ankkuroinnin mitoitus

Tuelle ankkuroitava voima saadaan kaavasta 41:

$$f_{Ed} = 0,5 \times v_{Ed} \times (\cot \theta - \cot \alpha) \quad \text{KAAVA 41}$$

jossa v_{Ed} kaava 37, θ ja α valittuja kaltevuuksia

$$f_{Ed} = 0,5 \times 14,15 \times 2,5 = 17,69 \text{ kN}$$

Vetoraudoituksen jännitys saadaan kaavasta 42:

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{Ed}}{A_s} = \frac{17,69 \times 10^3}{157} = 112,7 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 42}$$

jossa f_{Ed} = kaava 41, ja A_s valitun raudoituksen poikkipinta – ala

Tartuntalujuus saadaan kaavasta 43:

$$\eta_1 = 1,0 ; \text{hyvät tartuntaolosuhteet}$$

$$\eta_2 = 1,0 ; \text{tankopaksuus} < 32 \text{ mm}$$

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2,99 \quad \text{KAAVA 43}$$

jossa f_{ctd} taulukko 8

Ankkurointipituuden perusarvo saadaan kaavalla 44:

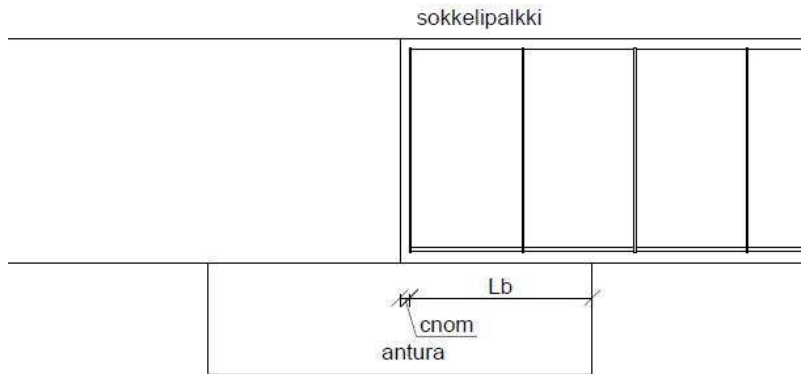
$$L_{brqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 113 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 44}$$

jossa \emptyset = tankopaksuus, σ_{sd} kaava 42 ja f_{bd} kaava 43

Toteutuva ankkurointipituus saadaan kaavasta 45:

$$L_b = L_T - c_{nom} = 600 - 30 = 570 \text{ mm} > L_{brqd}; OK \quad \text{KAAVA 45}$$

jossa L_T tuen pituus kuva 11



KUVA 11. Ankkurointi

Halkeaman rajoittamisen laskeminen kaavalla 48:

$$f_{cteff} = f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 46}$$

jossa f_{ctm} taulukosta 8

$$W = \frac{b \times h^2}{6} = 13,88 \times 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{KAAVA 47}$$

jossa arvot taulukosta 8

$$m_{Rcr} = f_{cteff} \times W = 40,26 \text{ kNm} \quad \text{KAAVA 48}$$

$$m_{Ek} = 12,61 \text{ kNm (KRT)} < m_{Rcr}$$

jossa m_{Ek} määritetty kaavalla 36

Palkki ei halkea, halkeaman rajoittamista ei tarvita

3.5 Anturat

Tässä luvussa mitoitetaan työssä käytettävien seinäanturaelementtien, sokkeli-palkkien anturoiden, paikallavalettavien yhtenäisten anturoiden sekä masto-seinien anturoiden esimerkkilaskelmat. Mitoitus käydään luvun 2.6 mukaisesti.

3.5.1 Seinäanturaelementti

Elementti mitoitetaan yhtenäisen seinäanturan laskentaperiaatteella. Taulukosta 9 nähdään kuormitukset keskimmaisille seinäanturoille riippuen kerroslukumäärästä sekä lisäksi liitteenä olevista taulukoista (liite 1) nähdään lumikuorman mitoitussarvo.

Anturaan kohdistuvan kuorman laskeminen

Betoniseinistä aiheutuva kuorma johdetaan kaavasta 2:

$$g_{Ed1} = b \times h \times m \times g \times \gamma_g$$

jossa b = seinän paksuus, h = seinän korkeus, m = seinän massa,

g = maan vetovoima ja γ_g = osavarmuuskerroin

Välipohjasta aiheutuva kuorma johdetaan kaavasta 2:

$$g_{Ed2} = (m_1 + m_2) \times g \times \frac{L_{vp1} + L_{vp2}}{2} \times \gamma_g$$

jossa m_1 = välipohjan massa, m_2 = pintavalun massa, L_{vp} = välipohjan pituus

Hyötykuorma johdetaan kaavasta 1:

$$q_{Ed} = 2 \frac{kN}{m^2} \times \frac{L_{vp1} + L_{vp2}}{2} \times \gamma_q$$

jossa L_{vp} = välipohjan pituus

Alapohjasta ja maa-aineksesta aiheutuvan kuorman arvio on:

$$g_{Ed3} = 3,5 \text{ kN/m}$$

Tavoitellaan pohjapaineeksi esimerkiksi enintään 120 kPa (kN/m²). Anturan pohjapaine saadaan jakamalla kuorma pohjan pinta-alalla. Suuntaa-antavasti tässä voidaan ajatella pohjapaineen olevan sama kuin kuorma. Taulukkoa (taulukko 9) tutkimalla huomataan, että pohjapaineet ovat suuria. Käyttämällä esimerkiksi 1 300 mm leveitä seinäanturaelementtejä, jotka ovat lähellä toisiaan, voidaan toteuttaa ainoastaan kaksikerroksisia rakennuksia ja luultavasti joitain tapauksia kolmekerroksisista. Neljäkerroksisissa rakennuksissa voidaan joutua käyttämään paalutusta. Seuraavaksi lasketaan seinäanturaelementin esimerkkimitoituslaskelmat.

TAULUKKO 9. Viivakuorma anturalle

Anturaan kohdistuva kuormitus ilman lumikuormaa

	L.vp (m)	anturalle(m)	2 krs(kN/m)	3 krs(kN/m)	4 krs(kN/m)
yksiö.reuna -	4,1	2,05	59,25	104,83	123,32
yksiö.reuna – yksiö	8,194	4,097	96,21	151,94	207,66
yks.reuna – kaksio	10,544	5,272	112,04	178,98	245,91
yksiö – yksiö	8,188	4,094	96,17	151,87	207,56
yksiö – kaksio	10,538	5,269	112,00	178,91	245,81
yksiö – kolmio	12,194	6,097	123,16	197,96	272,77
yksiö – neliö	14,294	7,147	137,30	222,13	306,95
kaksio.reuna -	6,45	3,225	75,08	118,33	161,57
kaksio.reuna – yksiö	10,544	5,272	112,04	178,98	245,91
kaksio.reuna - kaksio	12,894	6,447	127,87	206,02	284,16
kaksio – kaksio	12,888	6,444	127,83	205,95	284,06
kaksio – kolmio	14,544	7,272	138,99	225,00	311,02
kaksio – neliö	16,644	8,322	153,13	249,17	345,20
kolmio -	8,1	4,05	86,20	137,31	188,43
neliö -	10,2	5,1	100,34	161,48	222,61

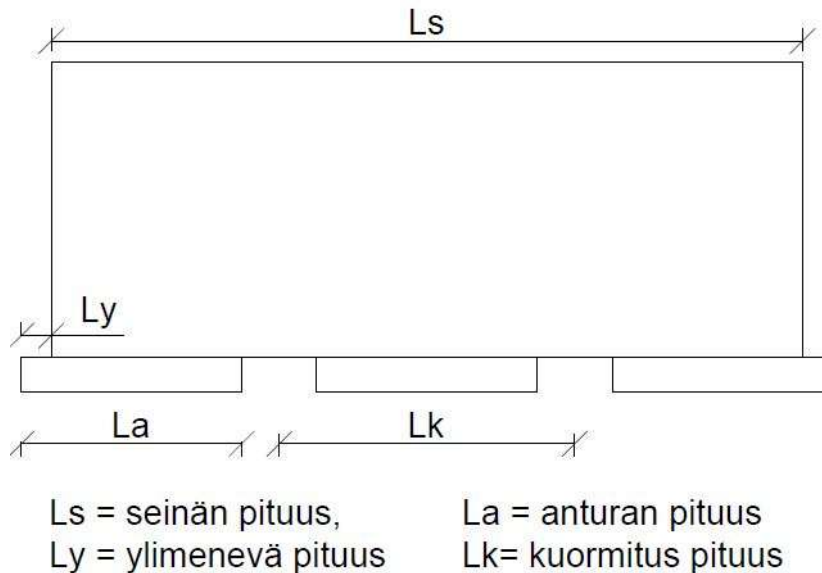
L = pituus, vp = välipohja

Lähtötiedot anturan mitoitukseen ovat: seuraamusluokka CC2, rasitusluokka XC3, betoni C30, käyttöikä 50 vuotta, rakennus on kaksikerroksinen ja seinän pituus 7,5 m. Valitaan maaperän kantokestävyydeksi 120 kPa. Rakennuspaikka on Oulu. Seinäanturan painumisen oletetaan olevan sallituissa rajoissa. Tarkastellaan eri huoneistojen välejä, joissa pohjapaine ylittyy ja joissa pohjapaine ei ylity.

Suunnitellaan käytettäväksi kolmea seinäanturaelementtiä yhden seinän alla. Reunimmaisiet seinäanturat kannattelevat myös sokkelipalkkia, mutta keskimäinen antura on silti kuormitettu.

Koitetaan anturaa, jonka pohjan mitat ovat 2 500 mm pituus ja 1 400 mm leveys. Tarkistetaan paksuus raudoittamattomana ja mikäli se on liikaa, päätetään anturan korkeus ja lasketaan raudoitus.

Seinäanturaelementti sijoitetaan siten, että se ylittää betoniseinän 300 mm. Ylimenevän osan päälle sokkelipalkki (kuva 12).



KUVA 12. Seinäanturaelementit

Keskimmäisen anturan kuormituksen pituus (kuva 12).

$$L_k = \frac{7500 \text{ mm} + 2 \times 300 \text{ mm} - 3 \times 2500 \text{ mm}}{2} + 2500 \text{ mm} = 2800 \text{ mm}$$

Lujuusarvojen laskeminen taulukon 10 avulla:

TAULUKKO 10, kertoimia (2, s.25, 35, 36 ja 3, s.173)

$\alpha_{cc} = 0,85$	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$	$f_{ctk0,05} = 2,0 \text{ MPa}$
$\alpha_{ct,pl} = 0,6$	$\alpha_{cc,pl} = 0,8$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$; kun betonin lujuus C30

$$f_{cd} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$$

KAAVA 4

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1,33 \text{ MPa}$$

KAAVA 5

$$f_{ctd,pl} = f_{ctd} \times \alpha_{ctpl} = 0,8 \text{ MPa}$$

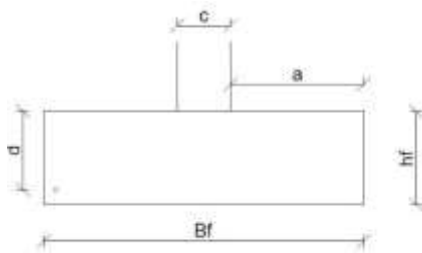
KAAVA 6

$$f_{cd,pl} = f_{ck} \times \frac{\alpha_{ccpl}}{\gamma_c} = 16,0 \text{ MPa}$$

KAAVA 7

Anturan poikkileikkauksen mittoja kuvasta 13:

$$B_f = 1\,400 \text{ mm}, c = 200 \text{ mm}, a = 600 \text{ mm} \text{ (kuva 13)}$$



KUVA 13. Anturan mittojen merkinnät

Lumikuorman mitoitusarvot saadaan liitteestä 1:

kaksio-kolmio: 21,82 kN/m

kaksio-kaksio: 19,33 kN/m

Pohjapaine keskimmaisessa anturassa saadaan kaavasta 49:

kaksio - kolmio

$$\sigma_{gd} = \frac{F(\frac{kN}{m})}{A} = \frac{2,80 m \times (21,82 + 138,99) \frac{kN}{m}}{2,5 m \times 1,40 m} = 128,65 \frac{kN}{m^2} > 120 \frac{kN}{m^2} \quad \text{KAAVA 49}$$

jossa F on kuorma ja A pohjan pinta – ala

Tähän kohtaan joudutaan mitoittamaan yhtenäinen paikallavalettava seinäantura myöhemmin, koska maaperän kantokestävyys ylittyy.

kaksio - kaksio (kaava 49)

$$\sigma_{gd} = \frac{2,80 m \times (127,83 + 19,33) \frac{kN}{m}}{2,5 m \times 1,4 m} = 117,73 \frac{kN}{m^2} < 120 \frac{kN}{m^2}$$

Mitoitetaan raudoitus tähän anturaan jota käytetään myös kevyemmissä väleissä.

Tarkastetaan saadun anturan kestävyys myöhempiä tapauksia varten.

Anturan korkeus raudoittamattomana saadaan kaavalla 50:

$$h_f = 3,53 \times a \times \sqrt{\frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} \quad \text{KAAVA 50}$$

a kuvasta 13, σ_{gd} kaavasta 49 ja $f_{ctd,pl}$ kaavasta 6

$$h_f = 3,53 \times 600 \text{ mm} \times \sqrt{\frac{0,118 \text{ MPa}}{0,8 \text{ MPa}}} = 814 \text{ mm}$$

Anturan korkeus raudoittamattomana ei ole mielekäs, joten päätetään haluttu korkeus ja mitoitetaan raudoitus (taulukko 11).

TAULUKKO 11. Valittuja arvoja

Haluttu korkeus on: $h_f = 350 \text{ mm}$
Betonipeitteen nimellisarvo $c_{nom} = 35 \text{ mm}$
Tankopaksuuden arvio pituus- sekä poikittaissuunnassa: $\varnothing = 12 \text{ mm}$

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus saadaan kaavasta 24:

$$d = h_f - c_{nom} - \frac{\varnothing}{2} = 309 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 24}$$

jossa \varnothing poikittaisen raudoituksen paksuus, c_{nom} taulukko 11

Vähimmäisraudoitusala saadaan kaavasta 51:

$$A_{smin} = 0,26 \times \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times d \quad \text{KAAVA 51}$$

jossa f_{ctm} ja f_{yk} taulukko 10

$$A_{smin} = 0,26 \times \left(\frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \right) \times 309 \text{ mm} \times 1000 = 466 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Taivutusmomentti seinälinjassa saadaan kaavalla 52:

$$m_{Ed} = \frac{a^2}{2} \times \sigma_{gd} \quad \text{KAAVA 52}$$

jossa a kuvasta 13 ja σ_{gd} kaavasta 49

$$m_{Ed} = 0,5 \times 0,60^2 \text{ m} \times 117,73 \text{ kPa} = 21,19 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{d^2 \times f_{cd}} = \frac{21,19 \frac{kNm}{m}}{309^2 \text{ mm} \times 17 \text{ MPa}} = 0,0131 \quad \text{KAAVA 25}$$

jossa d kaavasta 24 ja f_{cd} kaavasta 4

Puristuspinnan suhteellinen korkeus saadaan kaavalla 26:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,0132 \quad \text{KAAVA 26}$$

Taivutusmomentin mukainen rauditusmäärä saadaan kaavalla 29:

$$A_{svaad} = \beta \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 160 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < A_{smin} \quad \text{KAAVA 29}$$

jossa β kaavasta 26 ja d kaavasta 24, f_{cd} ja f_{yd} taulokko 10

Käytetään vähintään vähimmäisraudoitusmäärää.

Tankovälin laskeminen vähimmäisraudoitusmäärällä (kaava 53)

$$k = \frac{A_s}{A_{smin}} = \frac{\pi \times (\frac{12}{2})^2 \text{ mm}}{466 \text{ mm}} \times 1000 \text{ mm} = 243 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 53}$$

jossa A_s raudituksen poikkipinta – ala ja A_{smin} kaava 51

Valitaan vähimmäisraudoitusmäärän täyttävä rauditus T12k200. Maksimi tankovälisääntö on $s \leq 250 \text{ mm}$.

$$A_{stot} = \frac{A_s}{k} = 565 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{KAAVA 54}$$

jossa A_s raudituksen poikkipinta – ala ja k raudituksen jako

Raudoituksen ankkuroinnin mitoitus pystysuorassa taivutusleikkauksessa

Toteutuva ankkurointipituus lasketaan kaavalla 45:

$$L_b = a - c_{nom} = 600 \text{ mm} - 35 \text{ mm} = 565 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 45}$$

jossa a kuva 13 ja c_{nom} taulukko 11

Tartuntalujuus, kun hyvät tartuntaolosuhteet, laskeminen kaavalla 43:

$$f_{bd} = 2,25 \times f_{ctd} = 2,99 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 43}$$

Raudoituksen jännityksen laskeminen: Ankkuroinnin vaatimaa jännitystä voidaan laskea, koska raudoituksen määrä on huomattavasti suurempi kuin taivutusmomentin vaatima raudoitus (3, s. 190.). Jännitys lasketaan kaavalla 55:

$$\sigma_{sd} = f_{yd} \times \frac{A_{svaad}}{A_{stot}} = 435 \text{ MPa} \times \frac{160}{565} = 123,2 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 55}$$

jossa f_{yd} kaavasta 28, A_{svaad} kaavasta 29 ja A_{stot} kaavasta 53

Vaadittava ankkurointipituus kaavasta 44:

$$L_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 124 \text{ mm} < L_b = 565 \text{ mm}; \text{ OK} \quad \text{KAAVA 44}$$

jossa \emptyset raudoituksen paksuus, σ_{sd} kaava 55 ja f_{bd} kaava 43

Ankkuroinnin mitoitus vinossa leikkauksessa

Ankkuroitava voima lasketaan kaavalla 56:

$$F_s = \sigma_{gd} \times \frac{h_f}{1,8 \times d} \times \left(a - \frac{h_f}{4} + 0,15 \times c \right) \quad \text{KAAVA 56}$$

jossa σ_{gd} kaava 49, h_f , a ja c kuva 13 ja d kaava 24

$$F_s = 117,73 \text{ kPa} \times \frac{0,35 \text{ m}}{1,8 \times 0,309 \text{ m}} \times \left(0,6 \text{ m} - \frac{0,35 \text{ m}}{4} + 0,15 \times 0,2 \text{ m} \right) = 40,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ankkurointikestävyyden laskeminen kaavalla 57:

$$F_{bd} = \left(\frac{h_f}{2} - c_{nom} \right) \times f_{bd} \times \sum u_s \quad \text{KAAVA 57}$$

jossa h_f ja c_{nom} taulukko 11, f_{bd} kaava 43, $\sum u_s = A_{stot}/2$

$$F_{bd} = \left(\frac{0,35 \text{ m}}{2} - 0,035 \text{ m} \right) \times 2,99 \text{ MPa} \times \frac{565 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{2} = 118,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > F_s; \text{ OK}$$

Pituussuuntaisen raudoituksen mitoitus

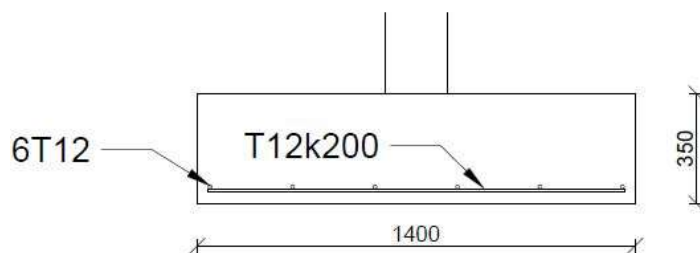
Vähimmäisraudoitusmäärä saadaan kaavasta 58:

$$A_{smin} = 0,26 \times \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times d \times B_f = 652 \text{ mm}^2 \quad \text{KAAVA 58}$$

jossa f_{ctm} ja f_{yk} taulukko 10, B_f kuva 13, d kaava 24

Valitaan 6T12

$$A_{stot} = 6 \times A_{t12} = 678 \text{ mm}^2 \quad \text{KAAVA 54}$$



KUVA 14. Seinäanturaelementin raudoitus

3.5.2 Paikallavalettava seinäantura

Edellisen tapauksen mukaan kaksion ja kolmion väliin joudutaan mitoittamaan yhtenäinen seinäantura, koska suunniteltuja anturaelementtejä käyttämällä pohjapaine on liian korkea.

Taulukosta saatu viivakuorma on 116,18 kN/m ja pohjapaine ei saa ylittää 120 kN/m². Suunnitellaan sopiva anturan leveys B_f kaavasta 59:

$$B_f \geq \frac{\sigma_{gd}}{\sigma_{gdmax}} = \frac{(138,99+21,82)\frac{kN}{m}}{120\frac{kN}{m^2}} = 1,34 \text{ m} \quad \text{KAAVA 59}$$

jossa σ_{gd} = viivakuorma ja σ_{gdmax} = suurin sallittu pohjapaine

Valitaan leveydeksi 1 400 mm, jolloin pohjapaine saadaan kaavalla 49:

$$\sigma_{gd} = \frac{(138,99+21,82)\frac{kN}{m}}{1,4 \text{ m}} = 114,86 \text{ kNm; kPa} < 120 \text{ kPa} \quad \text{KAAVA 49}$$

$$B_f = 1400 \text{ mm}, c = 200 \text{ mm}, a = 600 \text{ mm (kuva 13)}$$

Anturan korkeus raudoittamattomana saadaan kaavalla 50:

$$h_f = 3,53 \times a \times \sqrt{\frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} \quad \text{KAAVA 50}$$

a kuvasta 13, σ_{gd} kaavasta 49 ja $f_{ctd,pl}$ kaavasta 6

$$h_f = 3,53 \times 500 \text{ mm} \times \sqrt{\frac{0,115 \text{ MPa}}{0,8 \text{ MPa}}} = 803 \text{ mm}$$

Anturan korkeus raudoittamattomana ei ole mielekäs, joten päätetään haluttu korkeus ja mitoitetaan rauditus. Taulukko 11 käy myös tässä.

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus saadaan kaavasta 24:

$$d = h_f - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} = 309 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 24}$$

jossa \emptyset poikittaisen raudoituksen paksuus, c_{nom} taulokko 11

Vähimmäisraudoitusala saadaan kaavasta 51:

$$A_{smin} = 0,26 \times \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times d \quad \text{KAAVA 51}$$

jossa f_{ctm} ja f_{yk} taulukko 10

$$= 0,26 \times \left(\frac{2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \right) \times 309 \text{ mm} \times 1000 = 466 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Taivutusmomentti seinälinjassa saadaan kaavasta 52:

$$m_{Ed} = \frac{a^2}{2} \times \sigma_{gd} \quad \text{KAAVA 52}$$

jossa a kuvasta 13 ja σ_{gd} kaavasta 49

$$= 0,5 \times 0,60^2 \text{ m} \times 117,73 \text{ kPa} = 21,19 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Suhteellinen momentti saadaan kaavalla 25:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{d^2 \times f_{cd}} = \frac{21,19 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{309^2 \text{ mm} \times 17 \text{ MPa}} = 0,0131 \quad \text{KAAVA 25}$$

jossa d kaavasta 24 ja f_{cd} kaavasta 4

Puristuspinnan suhteellinen korkeus saadaan kaavalla 26:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,0132 \quad \text{KAAVA 26}$$

Taivutusmomentin mukainen rauditusmäärä saadaan kaavalla 29:

$$A_{svaad} = \beta \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 160 \frac{mm^2}{m} < A_{smin} \quad \text{KAAVA 29}$$

➔ Käytettävä vähintään vähimmäisraudoitusmäärää

Tankoväli vähimmäisraudoitusmäärällä saadaan kaavasta 53:

$$k = \frac{A_s}{A_{smin}} = \frac{\pi \times (\frac{12}{2})^2 mm}{466 mm} \times 1000 mm = 243 mm \quad \text{KAAVA 53}$$

jossa A_s raudoituksen poikkipinta – ala ja A_{smin} kaava 51

Valitaan vähimmäisraudoitusmäärän täyttävä rauditus T12k200. Maksimi tankovälisääntö on $s \leq 250 mm$. Toteutuva raudoituspinta-ala saadaan kaavasta 54:

$$A_{stot} = \frac{A_s}{k} = 565 \frac{mm^2}{m} \quad \text{KAAVA 54}$$

jossa A_s raudoituksen poikkipinta – ala ja k raudoituksen jako

Raudoituksen ankkuroinnin mitoitus

Toteutuva ankkurointipituus saadaan kaavasta 45:

$$L_b = a - c_{nom} = 600 mm - 35 mm = 565 mm \quad \text{KAAVA 45}$$

jossa a kuva 13 ja c_{nom} talukko 10

Tartuntalujuus kun hyvät tartuntaolosuhteet saadaan kaavasta 57:

$$f_{bd} = 2,25 \times f_{ctd} = 2,99 MPa \quad \text{KAAVA 57}$$

Raudoituksen jännityksen laskeminen: Ankkuroinnin vaatimaa jännitystä voidaan laskea, koska raudoituksen määrä on huomattavasti suurempi kuin taivutusmomentin vaatima rauditus (3, s.190.) Jännitys saadaan kaavalla 42:

$$\sigma_{sd} = f_{yd} \times \frac{A_{svaad}}{A_{stot}} = 435 \text{ MPa} \times \frac{160}{565} = 123,2 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 42}$$

jossa f_{yd} kaavasta 27, A_{svaad} kaavasta 28 ja A_{stot} kaavasta 54

Vaadittu ankkurointipituus saadaan kaavalla 44:

$$L_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 123,6 \text{ mm} < L_b = 465 \text{ mm}; \text{ OK} \quad \text{KAAVA 44}$$

jossa \emptyset raudoituksen paksuus, σ_{sd} kaava 55 ja f_{bd} kaava 57

Ankkuroinnin mitoittaminen vinossa leikkauksessa

Ankkuroitava voima saadaan kaavasta 56:

$$F_s = \sigma_{gd} \times \frac{h_f}{1,8 \times d} \times \left(a - \frac{h_f}{4} + 0,15 \times c \right) \quad \text{KAAVA 56}$$

jossa σ_{gd} kaava 49, h_f , a ja c kuva 13 ja d kaava 24

$$F_s = 114,86 \text{ kPa} \times \frac{0,35 \text{ m}}{1,8 \times 0,309 \text{ m}} \times \left(0,6 \text{ m} - \frac{0,35 \text{ m}}{4} + 0,15 \times 0,2 \text{ m} \right) = 39,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ankkurointikestävyys saadaan kaavalla 57:

$$F_{bd} = \left(\frac{h_f}{2} - c_{nom} \right) \times f_{bd} \times \sum u_s \quad \text{KAAVA 57}$$

jossa h_f ja c_{nom} taulukko 11, f_{bd} kaava 57, $\sum u_s = A_{stot}/2$

$$F_{bd} = \left(\frac{0,35 \text{ m}}{2} - 0,035 \text{ m} \right) \times 2,99 \text{ MPa} \times \frac{565 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{2} = 118,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > F_s; \text{ OK}$$

Pituussuuntaisen raudoituksen laskeminen

Vähimmäisraudoitusmäärä lasketaan kaavalla 58:

$$A_{smin} = 0,26 \times \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times d \times B_f = 652 \text{ mm}^2 \quad \text{KAAVA 58}$$

jossa f_{ctm} ja f_{yk} taulukko 10, B_f kuva 13, d kaava 24

Valitaan 6T12

Toteutuva raudoituksen poikkipinta-ala lasketaan kaavalla 54:

$$A_{stot} = 6 \times A_{T12} = 678 \text{ mm}^2 \quad \text{KAAVA 54}$$

3.5.3 Sokkelipalkin anturaelementti

Sokkelipalkin alle tuleva antura mitoitetaan seinäanturan mitoitusperiaatteella, koska kuormitus kulkee koko anturan lävitse eikä aiheuta taivutusta poikittaisen akselin suhteen. Kuormat muodostavat vesikaton paino, lumikuorma, tuulikuorma, ulkokuoren paino sekä sokkelipalkki.

Sokkelipalkin anturan mitoituksen lähtötiedot ovat: rakennus on neljäkerroksinen ja katon leveys on 9 000 mm. Betoni C30, rasitusluokka XC3, käyttöikä 50 vuotta, seuraamusluokka CC2, maastoluokka 1, lumikuorman ominaisarvo $q_{sk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ ja anturan mitat pituussuunnassa (anturan pituussuunnassa) $L_f = 1\,200 \text{ mm}$ ja leveys $B_f = 1\,000 \text{ mm}$. Mittoja voidaan pienentää maaperän kantavuuden sekä sokkelipalkin raudoituksen ankkurointipituuden toteutumisen rajoissa. Pohjapaine ei saa ylittää 120 kPa tässä esimerkissä.

Anturaan kohdistuvan kuormituksen laskeminen

Kuorma on sama kuin sokkelipalkin mitoituksessa (luku 3.4.1), jonka lisäksi myös sokkelipalkin omapaino joka lasketaan kaavalla 2:

$$Q_{Ed,sokkeli} = G_k \times \gamma_g$$

KAAVA 2

jossa Q sokkelista aiheutuva kuorma, γ_g osavarmuuskerroin

$$Q_{d,sokkeli} = 0,17 \text{ m} \times 0,7 \text{ m} \times 2,5 \text{ tkg} \times 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \times 1,15 = 3,36 \text{ kN/m}$$

Kokonaiskuorma johdetaan kaavoista 1 ja 2 (Q luvusta 3.4.1).

$$Q_{Ed1} = \sum Q_{Ed} = 6,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 10,26 \text{ kN/m}$$

Jaetaan paino kahdelle anturalle, jossa tukileveys $L_T = 600 \text{ mm}$ ja palkin pituus $L = 4\,100 \text{ mm}$ joilloin anturaan kohdistuva kuorma saadaan kaavalla 60:

$$q_d = \frac{L \times Q_{Ed}}{L_T \times 2} = \frac{4,1 \text{ m} \times 10,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,6 \text{ m} \times 2} = 35,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

KAAVA 60

Pohjapaine lasketaan kaavalla 49:

$$\sigma_{gd} = \frac{q_d}{B_f} = \frac{35,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1,0 \text{ m}} = 35,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}; \text{ kPa} < 120 \text{ kPa}; \text{ OK}$$

KAAVA 49

Koska pohjapaine on pieni, voidaan anturaa pienentää $B_f \rightarrow 600 \text{ mm}$, jolloin:

$$\sigma_{gd} = \frac{q_d}{B_f} = 58,43 \text{ kPa} < 120 \text{ kPa}; \text{ OK}$$

KAAVA 49

Lujuusarvoja taulukon 10 avulla:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}; \text{ kun betonin lujuus C30}$$

$$f_{cd} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$$

KAAVA 4

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1,33 \text{ MPa}$$

KAAVA 5

$$f_{ctd,pl} = f_{ctd} \times \alpha_{ctpl} = 0,8 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 6}$$

$$f_{cd,pl} = f_{ck} \times \frac{\alpha_{ccpl}}{\gamma_c} = 16,0 \text{ MPa} \quad \text{KAAVA 7}$$

$$B_f = 600 \text{ mm}, c = 170 \text{ mm}, a = 215 \text{ mm (kuva 13)}$$

Anturan korkeus raudoittamattomana lasketaan kaavalla 50:

$$h_f = 3,53 \times a \times \sqrt{\frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} \quad \text{KAAVA 50}$$

$$a = 215 \text{ mm (kuva 13)} \quad \sigma_{gd} \text{ kaavasta 49 ja } f_{ctd,pl} \text{ kaavasta 6}$$

$$h_f = 3,53 \times 215 \text{ mm} \times \sqrt{\frac{0,059 \text{ MPa}}{0,8 \text{ MPa}}} = 206 \text{ mm}$$

Antura toteutetaan raudoittamattomana, mitat: korkeus 350 mm, pituus 1200 mm ja leveys 600 mm. Anturaan asennetaan pielirauditus, joka estää reunahalkeamia.

3.5.4 Mastoseinän antura

Tarkistetaan, onko aiemmin suunniteltu seinäanturaelementti sopiva mastoseinän perustukseksi vai mitoitetaanko sille oma elementti. Ehtona mitoituksissa on, että laatasto siirtyy, ei kierry. Mitoituksessa on sama tapaus kuin luvussa 3.3.1.

Rakenteen vinous θ_i , vinoudesta aiheutuva mitoittava vaakakuorma H_{Ed} . Tuulikuormasta aiheutuva lisävaakavoima w_{Ed} ja taivutusmomentti m_{Ed} saadaan luvun 3.3.1 mukaan, sillä tilanne on sama.

$$m_{Ed} = 509,9 \text{ kNm}$$

Jäykistävän rakenteen normaalivoima N_{Ed} saadaan kaavasta 3:

$$N_d = m \times g \times \gamma_g$$

jossa m on massa g putoamiskiiktyvyys ja γ_g osavarmuusluku (0,9)

$$N_{Ed} = \sum N_d$$

KAAVA 3

Anturan normaalivoiman laskeminen:

$$N_{d1} = 2,5 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 0,35 \times 2,5 \frac{\text{tkg}}{\text{m}^3} \times 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \times 0,9 = 27,04 \text{ kN}$$

Mastoseinän normaalivoiman laskeminen taulukon 6 avulla:

$$N_{d2} = 3 \times 32,55 \text{ kN} + 40,83 \text{ kN} = 138,48 \text{ kN}$$

Alapohjasta aiheutuvan normaalivoiman laskeminen:

$$N_{d3} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 5 \text{ m} \times 0,9 = 15,75 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = N_{d1} + N_{d2} + N_{d3} = 27,04 \text{ kN} + 138,48 \text{ kN} + 15,75 \text{ kN} = 181,23 \text{ kN}$$

Pohjapaineen resultanttipiste e saadaan kaavasta 67:

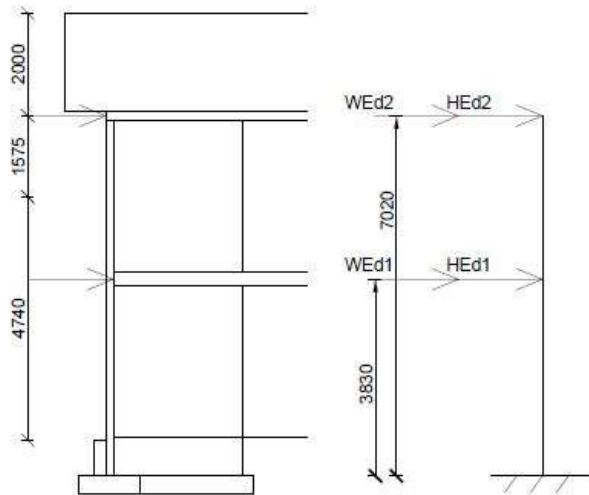
$$e = \frac{m_{Ed}}{N_{Ed}}$$

KAAVA 67

$$e = \frac{509,9 \times 10^3}{174,62} = 2814 \text{ mm}$$

Tulos on reilusti liikaa, sillä pohjapaine jakaantuu 3900 mm pituiselle alueelle (kuva 5). Tulosta voidaan parantaa lisäämällä mastoseiniä ja mastoseinän normaalivoimaa. Tämän kaltaiseen neljäkerroksiseen maastoluokassa 1 olevaan rakennukseen olisi järkevää suunnitella esimerkiksi luhtikäytävän päihin porrastai hissikuilut, jotka toimivat jäykistystorjainina, jolloin rakenteen normaalivoima olisi reilusti suurempi.

Koitetaan kaksikerroksista rakennusta kolmella mastolla, jonka poikkileikkauksen d arvo 200 mm, samat huoneistot, maastoluokka 1 $\rightarrow q_{wk}=0,75 \text{ kN/m}^2$ (kuva 14).



KUVA 14. Kaksikerroksinen mastoseinä

Vinoudesta aiheutuvat lisävaakavoimat lasketaan kaavojen 62 ja 63 ja taulukon 6 avulla.

$$H_{Ed1} = \frac{1}{264} \times \left(\frac{2 \times 122,07 + 5 \times 167,79 + 2 \times 97,34 + 5 \times 129,79}{2} + 288,6 \text{ m}^2 \right) \times 9,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 14,08 \text{ kN}$$

$$H_{Ed2} = \frac{1}{264} \times \left(2 \times 97,34 + 5 \times 129,79 + 288,6 \text{ m}^2 \times 6,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 10,77 \text{ kN}$$

Tuulikuorma lasketaan kaavasta 64 (kuva 14 ja lähtötiedot)

$$q_{wd} = 0,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 8,2 \text{ m} \times 1,5 = 9,2 \text{ kN/m}$$

Tuulikuormasta aiheutuva lisävaakavoima w_{Ed} kaavasta 65.

$$w_{Ed1} = 4,74 \text{ m} \times 9,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 43,61 \text{ kN}$$

$$w_{Ed2} = 1,575 \text{ m} \times 9,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \frac{2 \times 9,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 23,69 \text{ kN}$$

Taivutusmomentti m_{Ed} lasketaan kaavasta 66.

$$m_{Ed} = ((14,08 + 43,61) \text{ kN} \times 3,83 \text{ m} + (10,77 + 23,69) \times 7,02) / 3$$

$$m_{Ed} = 154,3 \text{ kNm}$$

Jäykistävän rakenteen normaalivoima N_{Ed} lasketaan kaavasta 3.

Anturan normaalivoiman laskeminen:

$$N_{d1} = 2,5 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 0,35 \times 2,5 \frac{\text{tkg}}{\text{m}^3} \times 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \times 0,9 = 27,04 \text{ kN}$$

Mastoseinän normaalivoiman laskeminen:

$$N_{d2} = 32,56 \text{ kN} + 40,83 \text{ kN} = 73,39 \text{ kN}$$

Alapohjasta aiheutuva normaalivoiman laskeminen:

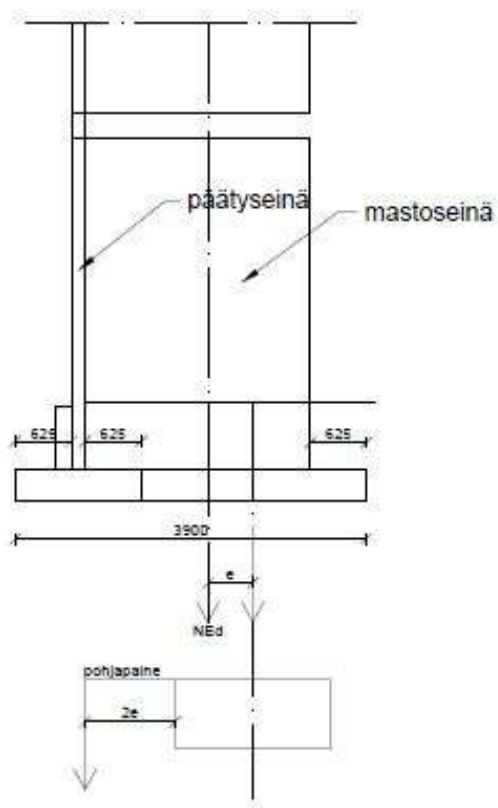
$$N_{d3} = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 5 \text{ m} \times 0,9 = 15,75 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = N_{d1} + N_{d2} + N_{d3} = 27,04 \text{ kN} + 73,39 \text{ kN} + 15,75 \text{ kN} = 116,18$$

Pohjapaineen resultanttipiste e (kuva 15) lasketaan kaavalla 67:

$$e = \frac{154,3 \times 10^3 \text{ kNmm}}{116,18 \text{ kN}} = 1328 \text{ mm}$$

KAAVA 67



KUVA 15. Pohjapaineen jakautuminen

Pohjapaine johdetaan kaavasta 49:

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{(B_1 - 2e) \times B_2}$$

jossa $B_1 = 3900 \text{ mm}$ (kuva 15), $B_2 = 1400 \text{ mm}$ (lähtötiedot), $N_{Ed} = 116,18 \text{ kN}$ kaavasta 8

$$= 66,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}; \text{kPa} < 120 \text{ kPa OK}$$

Taivutusmomentti anturan ylimenevässä osassa lasketaan kaavalla 52:

$$m_{Ed} = \frac{a^2}{2} \times \sigma_{gd}$$

KAAVA 52

jossa $a = 625$ (kuva 13)

$$m_{Ed} = 0,5 \times 0,625^2 \text{ m} \times 66,71 \text{ kPa} = 13,03 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Suhteellinen momentti saadaan kaavalla 25

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{d^2 \times f_{cd}} = \frac{13,03 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{309^2 \text{ mm} \times 17 \text{ MPa}} = 0,008 \quad \text{KAAVA 25}$$

jossa d kaavasta 24 ja f_{cd} kaavasta 4

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,008 \quad \text{KAAVA 26}$$

Taivutusmomentin mukainen rauditusmäärä lasketaan kaavalla 29:

$$A_{svaad} = \beta \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{KAAVA 29}$$

jossa β kaavasta 26 ja d kaavasta 24, f_{cd} ja f_{yd} taulokko 10

$$0,008 \times 309 \text{ mm} \times \frac{17 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} = 97 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} < A_{stot}$$

jossa $A_{stot} = A_{min}$ kohta 3.5.1 kaava 58

➔ Toteutuva rauditus riittää taivutuksessa.

Vaakakuormat aiheuttavat myös lisäkuormaa päätyseinän seinäanturalle ja se on huomioitava. Tässä esimerkissä päätyseinän anturalla pohjapaine on noin 90 kPa, ja oletetaan, että pohjapaine siirtyy 625 mm matkalta mastoseinästä seinäanturaan (kuva 15). Kuormitus kohdistuu 1400 mm x 2500 mm kokoiselle alueelle. Lisäkuorma on huomioitava jokaisessa seinäanturassa, johon mastoseinä liittyy.

$$\sigma_{gd} = \frac{0,525 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 79,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{1,4 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}} + 90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 106,7 \text{ kPa} < 120 \text{ kPa OK}$$

4 YHTEENVETO

Tässä luvussa on koottu yhteen aiemmin saadut tulokset luhtitalokonseptin eri rakenteissa. Rakenteiden mitoitus on pyritty tekemään suurimman kuormituksen mukaan. Työssä saadut tulokset ovat ohjeellisia ja esimerkkitalanteiden pohjalta luotuja, mutta tavoitteena on, että ne soveltuvat käytettäväksi mahdollisimman useissa tapauksissa. Jokainen suunniteltava rakennus on kuitenkin erilainen ja mitoitusien sopivuus tulee tarkastaa niissä yksilöllisesti. Työssä toteutettujen esimerkkilaskelmien pohjalta toimeksiantaja voi alkaa toteuttaa tätä konseptia. Jokaiselle rakenteelle on laskentaesimerkit luvussa 3.

Ontelolaatat

Käytettäväksi ontelolaattatyypeiksi valittiin välipohjaan O27 ja yläpohjaan O20. Yläpohjan laattavalinta on arvio johtuen epätarkoista vesikattorakenteiden tiedoista sekä rakennuspaikan mukaan vaihtuvasta lumikuormasta. Laattatyypin valinta tehtiin kantokykytaulukoiden perusteella (taulukko 1). LVI-läpiviennit toteutetaan täysistä laatoista jäävän kaistan avulla tai poraamalla ontelon kohdalta. Täysistä laatoista jäävä alle 600 mm leveä väli täytetään valamalla ja suuremmissa väleissä käytetään kavennettua laattaa.

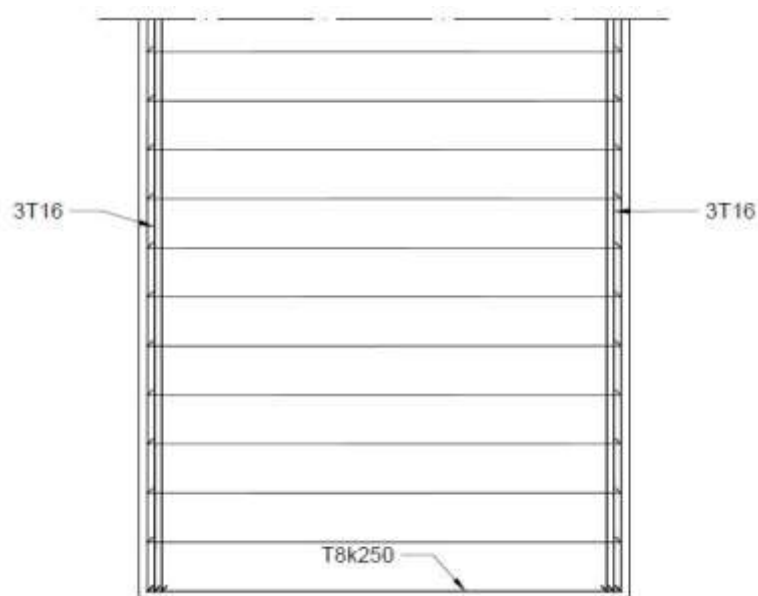
Seinät

Seinät toteutetaan betonista paikallavalettuna ja raudoittamattomana. Betonin lujuusluokka laskelmissa on C30. Huoneistojen väliset seinät ovat 200 mm paksumat ja päätyjen seinät 150 mm. Seinien korkeus on alimmassa kerroksessa 3700 mm ja muissa 2950 mm. Alimmassa kerroksessa seinä on korkeampi, koska se ulottuu anturaan asti. Huonekorkeudet ovat kaikissa kerroksissa samat.

Jäykistys

Rakennemalli jäykistetään mastoseinäjäykistys periaatteella. Huoneistoissa rakennuksen pitkittäissuunnassa olevista väliseinistä muodostetaan yhtenäisiä

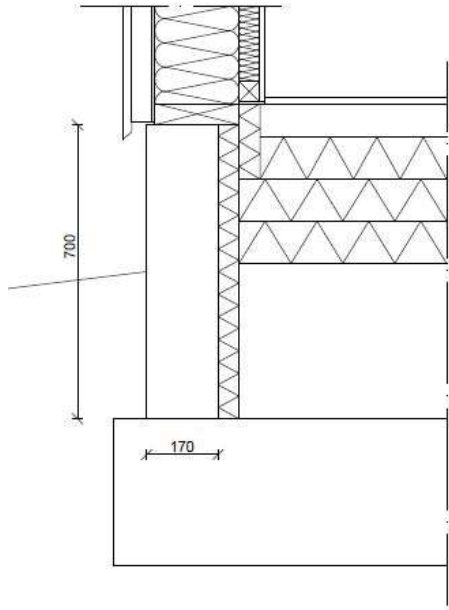
mastoseiniä. Mastoseinien määrä riippuu rakennusmallista. Tavoitteena on sijoittaa jäykistävät rakenteet päätyjen huoneistoihin. Mastoseinän paksuus on 200 millimetriä ja laskelmissa käytetty pituus on 2 500 mm (kuva 8). Jäykistävä rakenne on yhtenäinen alimmasta kerroksesta ylimpään kerrokseen, ja se toteutetaan paikallavalettuna. Betonin lujuusluokka on C30.



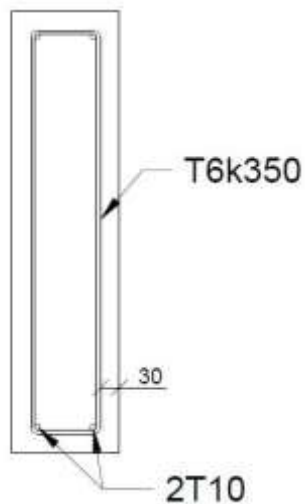
KUVA 8. Mastoseinän raudoitus

Sokkelipalkki

Sokkelipalkkia käytetään puurakenteisen ulkokuoren alla ja se tukeutuu anturoihin (kuva 9). Sokkelipalkin poikkileikkauksen mitat ovat seuraavat: leveys 170 mm ja korkeus 700 mm ja palkin enimmäispituus on 4 100 mm. Käytettävän betonin lujuusluokka on C30.



KUVA 9. Sokkelipalkki

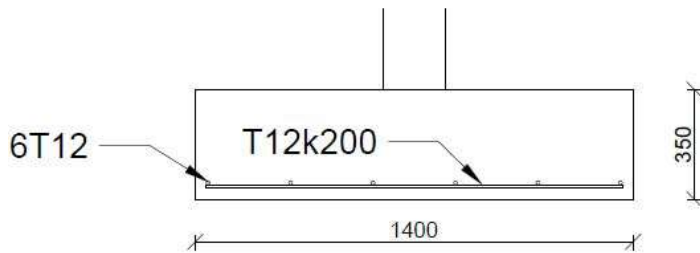


KUVA 10. Sokkelipalkin raudoitus

Anturat

Tässä työssä anturaperustuksia käytetään seinien, mastoseinien ja sokkelipalkin alla. Käytettävän betonin lujuusluokka on C30. Tarkoituksena oli tutkia mahdollisuutta toteuttaa anturat elementteinä. Huomattiin, että pohjapaine käy suureksi yli kaksikerroksisissa rakennuksissa, jolloin joudutaan mitoittamaan paikallavalettava antura maaperän geoteknisten ominaisuuksien mukaan. Työssä suunniteltiin anturaelementti, jonka mitat ovat: pituus 2 500 mm, leveys 1 400

mm ja korkeus 350 mm (kuva 14). Seinän alla suunniteltiin käytettäväksi kolmea anturaelementtiä.



KUVA 14. Seinäanturaelementin raudoitus

Sokkelipalkin alla käytetään anturaa, mikäli seinien alla olevien anturoiden väli on yli suunnitellun palkin pituus. Sokkelipalkin anturan mitat on 1 200 mm x 600 mm ja korkeus 350 mm. Antura voidaan toteuttaa raudoittamattomana alhaisen kuormituksen johdosta.

Mastoseinän alla voidaan käyttää aiemmin luvussa 3.5.1 suunniteltua anturaelementtiä rakennusmallista ja maaperän geoteknisistä ominaisuuksista riippuen. Mikäli aiemmin suunnitellun elementin käyttö ei ole mahdollista, mitoiteetaan mastoseinän alle paikallavalettava seinäantura. Luvussa 3 on paikallavalettavan seinäanturan esimerkkilaskelmat.

5 POHDINTA

Opinnäytetyön tarkoituksena oli kehittää toimeksiantajalle selvitys luhtitalokonseptin betonirakenteista. Työssä käsitelty aihe oli mielenkiintoinen sekä haastava ja sellainen, minkä halusin toteuttaa. Aihe oli hyvin laaja, mikä osaltaan vaikeutti rajausta ja tarkempaa syventymistä kussakin rakenteessa. Syventymistä rakenteisiin sekä mitoituslaskelmiin voisi olla enemmänkin, mutta sitä oli rajoitettava työn liiallisen paisumisen takia. Koen, että aiheita käsiteltiin riittäväällä tarkkuudella ohjeellisen työn toteutusta varten.

Toimeksiantajan kanssa käytiin keskusteluja sekä sähköpostiviestittelyä työn edetessä kehitteillä olevasta konseptista. Aloituskeskustelussa otettiin hyvin pintapuolinen katsaus rakenteisiin ja käytiin läpi ylipäätään ideaa, mikä toimeksiantajalla oli mielessä. Pohdittiin yhdessä, kuinka laajalla skaalalla rakennusmalli voi muuttua ja millä perustein. Tämä näkyi tutkimusongelmana. Tavoitteena oli käyttää samoja rakenteita mahdollisimman paljon tuotannon tehostamisen takia. Skaalauksen laajuus näkyi haasteellisena, kun täytyi suunnitella mahdollisimman sopivia rakenteita, jotka olisivat myös taloudellisesti mahdollisimman tehokkaita ratkaisuja kaikille eri rakennusmalleille. Alkutietojen perusteella rakennusmallin skaala kasvoi entisestään sen jälkeen, kun aloitin opinnäytetyöni, koska toimeksiantoon tuli muutoksena toive myös nelikerroksisista rakennuksista.

Työn edetessä huomasin, että raskaimpia rakennusmalleja kerroslukumäärän ja huoneistojen osalta ei pystytäkään toteuttamaan useissa tapauksissa maaperään kohdistuvan kuormituksen takia. Raskaita rakennusmalleja silti käsiteltiin, koska toteutus voi olla mahdollinen riippuen maaperän geoteknisistä ominaisuuksista.

Rakentamista koskevat määräykset ovat tiukkoja ja niiden kanssa pitää olla tarkkana, mutta tietoa on kuitenkin hyvin saatavilla. Haasteita lähteiden etsimisessä ja tiedonhankinnassa ei esiintynyt.

Työssä minulla oli melko vapaat kädet, mikä lisäsi työmäärää enemmän kuin aluksi oletin. Vapaus toteuttaa omia näkökulmia työssä oli toisaalta mielekästä, koska pääsin haastamaan itseäni ja mittaamaan taitojani. Toisaalta vapaus näkyi myös haasteellisuutena. Työn aihe oli niin laaja, että aluksi tuntui, että aihe vain

paisuu koko ajan enemmän ja enemmän, mikä näkyi rajauksen haasteellisuutena. Olen kuitenkin tyytyväinen työn tuloksiin ja uskon työn helpottavan tilaajaa aloittamaan betonirunkoisten luhtitalojen rakenteiden suunnittelun sekä kustannusarvioinnin.

Laattatyypin valinta toteutettiin taulukkomitoituksena. Kantokykytaulukot löytyivät hyvin ja niiden käyttö oli selkeää. Taulukoista oletettiin valittujen väli- ja yläpohjalaattojen soveltuvan rakennukseen ja välipohjalaatan soveltuvan myös kylpyhuonesyvennyksissä. Yläpohja on mahdollista toteuttaa myös erilaisella rakenteella, mikäli toimeksiantaja niin haluaa.

Seinien paikallaan valaminen sopi mielestäni paremmin tähän rakennemalliin kuin sen toteuttaminen elementtinä. Elementtinä toteutettuun seinään joudutaan suunnittelemaan rauditus, jotta se kestää valmistusvaiheen, kuljetuksen ja noston aiheuttamat rasitukset. Lisäksi elementin paino nousee niin korkeaksi, että joudutaan käyttämään suurta nostokalustoa asennuksessa. Seinät ovat yksinkertaisia tässä rakennusmallissa, joten valumuottien käyttö on yksinkertaista.

Rakennuksen jäykistäminen pituussuunnassa kulkevia vaakakuormia vastaan osoittautui haasteelliseksi, sillä mastoseinän anturaan kohdistuva taivutus lisäsi huomattavasti pohjapainetta varsinkin kolme- ja neljäkerroksisissa rakennuksissa. Jäykistystavan sekä jäykisteiden sijoituksessa oli mietittävää, sillä alussa tarkoituksena oli, ettei huoneistoissa olisi kantavia väliseiniä. Tästä jouduttiin kuitenkin tinkimään, jotta jäykistykseksi valittu mastoseinäjäykistys saataisiin toteutettua. Työssä huomattiin, että joissain tapauksissa kuormitus nousee niin suureksi, että jäykistyksessä on käytettävä esimerkiksi tornimastoja.

Sokkelipalkin mitoituksessa ongelmana oli etsiä sopivan pituinen ja kokoinen palkki, jota voitaisiin käyttää elementtinä mahdollisimman hyvin rakennuksessa. Valitsin palkin enimmäispituudeksi 4 100 mm ja poikkileikkauksen mitoiksi 170 mm x 700 mm. Palkin pituus voisi olla pitempikin alhaisten kuormien takia, mutta ajattelin, että yhdenkokoinen palkkielementti olisi tehokkain ratkaisu toteuttaa myös pitempi palkki, mikäli toimeksiantaja niin haluaa.

Seinäanturan suunnittelussa ongelmana oli anturaan syntyvän pohjapaineen suuri vaihtelu, joka vaikeutti yhdenkokoisen elementin mittojen valintaa. Ongelma ratkaistiin siten, että maaperän kantokyvyn ylittyessä käytetään paikallavalettavaa anturaa. Excel-taulukko (taulukko 9) helpottaa anturalle tulevan kuormituksen ja pohjapaineen arviointia. Aluksi tarkoituksena oli käyttää samaa anturaa myös sokkelipakin alla, mutta suunnittelin sokkelipalkille oman anturan alhaisten kuormien takia.

6 LÄHTEET

1. Eurokoodi Help Desk. Saatavissa:

<http://www.eurocodes.fi/>. Hakupäivä: 1.2.2017

2. Nykyri, Pekka. 2015. by 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 - osa 1. Tampere: Tammerprint Oy.

3. Nykyri, Pekka. 2015. by 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 - osa 2. Tampere: Tammerprint Oy.

4. Elementtisuunnittelu, Jäykistysjärjestelmät, 2010. Saatavissa:

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>. Hakupäivä: 1.3.2017

5. Parma OY, Parman ontelolaatatot, Suunnitteluohje 3.12.2013. Saatavissa:

http://www.parma.fi/images/files/downloads/PARMA_ontelolaatatot_suunnitteluohje_031213.pdf. Hakupäivä: 1.3.2017

6. Betonteollisuus ry, Tommi Heikkinen, Ontelolaattojen suunnittelu, 2012. Saatavissa:

www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23910/Tommi_Heikkinen.pdf. Hakupäivä: 15.3.2017

7. E1 SUOMEN RAKENTAMISMÄÄRÄYSKOKOELMA, Rakennusten paloturvallisuus, Määräykset ja ohjeet 2011. Saatavissa:

http://www.finlex.fi/data/normit/37126/E1_2011-fi.pdf. Hakupäivä: 15.3.2017

8. RakMk C1:n tulkinnat ja asuinrakennusten äänitekniset rakennesuosituks-
set, 2009. Saatavissa:

[http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/uutiset/2010/05/20/rakmk-c1-n-tulkin-
nat-ja-asuinrakennusten-aanitekniset-rakennesuosituksset](http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/uutiset/2010/05/20/rakmk-c1-n-tulkin-
nat-ja-asuinrakennusten-aanitekniset-rakennesuosituksset). Hakupäivä:
20.3.2017

9. Liikennevirasto, Eurokoodin soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnit-
telu 2014. Saatavissa:

http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2014-25_ncci2_web.pdf.
Hakupäivä: 1.3.2017

10. Betoniteollisuus, Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan
2009. Saatavissa:

[http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaf-
let_4_Palkit.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaf-
let_4_Palkit.pdf). Hakupäivä: 1.3.2017

11. Eurokoodi, Ympäristöministeriön asetus Eurocode- standardien sovelta-
misesta talonrakentamisessa 2007. Saatavissa:

<http://www.eurocodes.fi/1992/1992-1-1/NA%20SFS-EN1992-1-1-YM.pdf>.
Hakupäivä: 10.3.2017

12. Puuinfo, Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje 2009.
Saatavissa:

[http://www.puuinfo.fi/sites/default/files/content/rakentaminen/eurokoodi-
5-lyhennetty-ohje-puurakenteiden-suunnittelu/eurokoodi-5-lyhennetty-
ohje-puurakenteiden-suunnittelu/eurokoodi5lyhennettysuunnitteluoh-
jewwwkolmaspainos10913rilinkorjauksin.pdf](http://www.puuinfo.fi/sites/default/files/content/rakentaminen/eurokoodi-
5-lyhennetty-ohje-puurakenteiden-suunnittelu/eurokoodi-5-lyhennetty-
ohje-puurakenteiden-suunnittelu/eurokoodi5lyhennettysuunnitteluoh-
jewwwkolmaspainos10913rilinkorjauksin.pdf). Hakupäivä: 15.3.2017

13. keskustelu 30.3.2017 Urho Myllymäki

14. Betoniteollisuus ry, Ontelolaataston suunnitteluohje, 2012. Saatavissa:

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23859/Ontelolaataston%20suunnitteluohje.pdf>. Hakupäivä: 1.4.2017

15. Laataston levytoiminta ja betoninormikortit, Pekka Häyrinen, 2012. Saatavissa:

http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23908/Ontelolaataston_suunnittelukurssi_2012-H%c3%a4yrinen.pdf. Hakupäivä: 1.5.2017

16. keskustelu 30.4.2017 Antti Ukonmaanaho

7 LIITTEET

Liite 1 Lumikuormat

qsk = 2 kN/m ²	L.vp (m)	anturalle(m)	qsd (kN/m)
yksiö.reuna -	4,1	2,05	4,92
yksiö.reuna - yksiö	8,194	4,097	9,83
yks.reuna - kaksio	10,544	5,272	12,65
yksiö - yksiö	8,188	4,094	9,83
yksiö - kaksio	10,538	5,269	12,65
yksiö - kolmio	12,194	6,097	14,63
yksiö - neliö	14,294	7,147	17,15
kaksio.reuna -	6,45	3,225	7,74
kaksio.reuna - yksiö	10,544	5,272	12,65
kaksio.reuna - kaksio	12,894	6,447	15,47
kaksio - kaksio	12,888	6,444	15,47
kaksio - kolmio	14,544	7,272	17,45
kaksio - neliö	16,644	8,322	19,97
kolmio -	8,1	4,05	9,72
neliö -	10,2	5,1	12,24

qsk = 2,5 kN/m ²	L.vp (m)	anturalle(m)	qsd (kN/m)
yksiö.reuna -	4,1	2,05	6,15
yksiö.reuna - yksiö	8,194	4,097	12,29
yks.reuna - kaksio	10,544	5,272	15,82
yksiö - yksiö	8,188	4,094	12,28
yksiö - kaksio	10,538	5,269	15,81
yksiö - kolmio	12,194	6,097	18,29
yksiö - neliö	14,294	7,147	21,44
kaksio.reuna -	6,45	3,225	9,68
kaksio.reuna - yksiö	10,544	5,272	15,82
kaksio.reuna - kaksio	12,894	6,447	19,34
kaksio - kaksio	12,888	6,444	19,33
kaksio - kolmio	14,544	7,272	21,82
kaksio - neliö	16,644	8,322	24,97
kolmio -	8,1	4,05	12,15
neliö -	10,2	5,1	15,30

qsk = 2,75 kN/m ²	L.vp (m)	anturalle(m)	qsd (kN/m)
yksiö.reuna -	4,1	2,05	6,77
yksiö.reuna - yksiö	8,194	4,097	13,52
yks.reuna - kaksio	10,544	5,272	17,40
yksiö - yksiö	8,188	4,094	13,51
yksiö - kaksio	10,538	5,269	17,39
yksiö - kolmio	12,194	6,097	20,12
yksiö - neliö	14,294	7,147	23,59
kaksio.reuna -	6,45	3,225	10,64
kaksio.reuna - yksiö	10,544	5,272	17,40
kaksio.reuna - kaksio	12,894	6,447	21,28
kaksio - kaksio	12,888	6,444	21,27
kaksio - kolmio	14,544	7,272	24,00
kaksio - neliö	16,644	8,322	27,46
kolmio -	8,1	4,05	13,37
neliö -	10,2	5,1	16,83

qsk = 3 kN/m ²	L.vp (m)	anturalle(m)	qsd (kN/m)
yksiö.reuna -	4,1	2,05	7,38
yksiö.reuna - yksiö	8,194	4,097	14,75
yks.reuna - kaksio	10,544	5,272	18,98
yksiö - yksiö	8,188	4,094	14,74
yksiö - kaksio	10,538	5,269	18,97
yksiö - kolmio	12,194	6,097	21,95
yksiö - neliö	14,294	7,147	25,73
kaksio.reuna -	6,45	3,225	11,61
kaksio.reuna - yksiö	10,544	5,272	18,98
kaksio.reuna - kaksio	12,894	6,447	23,21
kaksio - kaksio	12,888	6,444	23,20
kaksio - kolmio	14,544	7,272	26,18
kaksio - neliö	16,644	8,322	29,96
kolmio -	8,1	4,05	14,58
neliö -	10,2	5,1	18,36